



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2019”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

Lozano Mendocilla, Antony Jean Pierre (ORCID: 0000-0003-4097-5788)

Morillo Culquichicón, Brayan Stiven (ORCID: 0000-0001-5931-4985)

ASESOR:

Dr. Ing. Alan Yordan Valdivieso Velarde (ORCID: 0000-0002-8179-2809)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

TRUJILLO – PERÚ

2019

DEDICATORIA

Yo, Antony Jean Pierre Lozano Mendocilla, dedico la presente tesis a Dios, quien como guía estuvo presente en el caminar de mi vida, a mis padres Agapo Lozano y Mirian Mendocilla que, con su apoyo incondicional, amor y confianza me dieron fuerzas para continuar con mis metas trazadas sin desfallecer para lograr culminar mi carrera profesional y convertirme en Ingeniero Civil.

Asimismo, a mis hermanos por llenarme de alegría día tras día, por todos los consejos brindados, por compartir horas y horas de películas y series, por las peleas, los gritos y herir mi cuerpo de puro amor.

Esta tesis es dedicada para todos ustedes.

Yo, Brayan Stiven Morillo Culquichicón, dedico la presente tesis en primer lugar a Dios por bendecirme día a día, a mis padres César y Marleny por su apoyo y confianza incondicional hacia mi persona, para alcanzar la meta de ser Ingeniero Civil, asimismo a mi hermana Leidy por sus consejos y recomendaciones a lo largo de mi vida universitaria, estoy totalmente agradecido y en deuda con todos ustedes, y espero ansioso el día de mi graduación para decirles a todos ustedes: ¡Lo logré!

AGRADECIMIENTO

A Dios por darnos la dicha de vivir en este mundo y bendecir a nuestros padres, a través de los cuales podemos gozar de todo lo que tenemos hoy en día.

A todos nuestros docentes, que, a lo largo de nuestra formación universitaria, incentivaron el deseo de aprender y superarnos día a día, asimismo a nuestros fieles amigos, con los que hemos compartido momentos importantes de estudio durante nuestra formación universitaria.

A nuestro asesor el Ing. Alan Yordan Valdiviezo Velarde, por su apoyo especial y sus consejos en el desarrollo de nuestra tesis y de una forma especial al Ing. Marlon Gastón Farfán Córdova, por sus consejos y tips para el desarrollo de la parte metodológica de la misma.

PÁGINA DEL JURADO

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	Código : F07-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 2
--	---------------------------------------	---

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) Antony Jean Pierre Lozano Mendocilla cuyo título es: "Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco, La Libertad - 2019"

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 17.....(número)
DIECISIETE..... (letras).

Trujillo 05 de Diciembre del 2019.


.....
PRESIDENTE
Mg. Mg. Hilke S. Rojas Salazar.


.....
SECRETARIO
Mg. Marlon Farfán Córdova


.....
VOCAL
Dr. Alan Yordan Valderrama Velarde


Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	--	--------	-----------

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	Código : F07-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 2 de 2
--	---------------------------------------	---

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) Brayan Stiven Morillo Culquichicón cuyo título es: "Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco, La Libertad - 2019"

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 17.....(número)
 ...Diecisiete..... (letras).

Trujillo 05 de Diciembre del 2019.



 PRESIDENTE
 Mg. Helbe S. Rojas Salazar.



 SECRETARIO
 Mg. Marlon Farfán Córdova



 VOCAL
 Dr. Alen Yordan Valderrero Velarde

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	--	--------	-----------

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Nosotros, **Antony Jean Pierre LOZANO MENDOCILLA** y **Brayan Stiven MORILLO CULQUICHICÓN** con DNI N° **48738343** y **72739803** respectivamente, en afecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingenierías, Escuela de Ingeniería Civil, declaramos bajo juramento que toda la documentación que acompaña es veraz y auténtica.

Así mismo, declaramos también bajo juramento que todos los datos e información que se presentan en la tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Trujillo, 05 de Diciembre del 2019



Antony Jean Pierre LOZANO MENDOCILLA
DNI 48738343



Brayan Stiven MORILLO CULQUICHICÓN
DNI 72739803

ÍNDICE

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento	iii
Página del Jurado.....	iv
Índice	vii
Resumen	xi
Abstrart	xii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Realidad Problemática	1
1.1.1. Aspectos Generales	3
1.1.2. Aspectos socio económicos:	5
1.2. Trabajos Previos.....	5
1.3. Teorías Relacionadas al Tema	9
1.4. Formulación del Problema	15
1.5. Justificación del Estudio	15
1.6. Hipótesis.....	16
1.7. Objetivos	16
1.7.1. Objetivo General:	16
1.7.2. Objetivos Específicos:.....	16
II. MÉTODO	17
2.1. Diseño de Investigación	17
2.2. Variables, Operacionalización	17
2.2.1. Variable.....	17
2.2.2. Dimensiones.....	17
2.2.3. Operacionalización.....	18
2.3. Población y Muestra.....	19
2.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	19

2.4.1. Técnicas:	19
2.4.2. Instrumentos:	19
2.5. Método de Análisis de Datos	19
2.6. Aspectos Éticos	20
III. RESULTADOS	21
4.1. Estudio topográfico	21
4.1.1. Trabajos realizados	21
4.1.1.2. Trabajo de gabinete	21
4.2. Diseño Arquitectónico	22
4.2.1. Entorno Urbano	22
4.3. Descripción Arquitectónica:	22
4.4. Estudio de Mecánica de Suelo	26
4.4.1. Trabajo de Campo	26
4.4.2. Ensayos y Laboratorio	26
4.4.2.1. Clasificación de los suelos	26
4.4.2.2. Cálculo de la capacidad portante	26
4.5. Análisis Sismo Resistente	27
4.5.1. Generalidades	27
4.5.2. Cargas para el Modelo	28
4.5.3. Pre-dimensionamiento y Estructuración	28
4.5.3.1. Pre-dimensionamiento de losa aligerada unidireccional	28
4.5.3.2. Pre-dimensionamiento de losa aligerada bidireccional	29
4.5.3.3. Pre-dimensionamiento de vigas	29
4.5.3.4. Pre-dimensionamiento de columnas	31
4.5.3.5. Pre-dimensionamiento de placas	42
4.5.4. Análisis Sísmico Estático y Dinámico	46
4.5.4.1. Introducción	46

4.5.4.2. Parámetros sísmicos	47
4.5.4.2.1. Peligro sísmico (Capítulo 2 del NTE E030)	47
4.5.4.2.2. Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones (Capítulo 3 de la NTE E030).....	48
4.5.4.3. Espectro sísmico de diseño.....	49
4.5.4.4. Espectro de velocidades y desplazamientos	50
4.5.4.5. Modelo del edificio.....	52
4.5.4.6. Resultados del análisis.....	53
4.5.4.6.1. Modos y periodo de la estructura.....	54
4.5.4.6.2. Desplazamientos de entre piso.....	55
4.5.4.6.3. Verificación de Irregularidades en la estructura	57
4.5.4.6.4. Verificación de desplazamientos de entre piso	65
4.5.4.6.5. Factor de amplificación para el cortante dinámico	66
4.5.4.6.6. Junta de Separación Sísmica.....	67
4.5.4.6.7. Control de efectos de segundo orden (P-Delta)	68
4.6. Diseño Estructural.....	70
4.6.1. Datos Generales	70
4.6.2. Diseño de Losa Aligerada unidireccional	71
4.6.2.1. Diseño por Flexión	71
4.6.2.2. Diseño por Corte.....	72
4.6.2.3. Refuerzo por temperatura	73
4.6.2.4. Corte o doblado del refuerzo	73
4.6.3. Diseño de Losa Aligerada bidireccional	73
4.6.3.1. Control de deflexiones.....	73
4.6.3.2. Diseño por Flexión	74
4.6.3.3. Diseño por Corte.....	76
4.6.3.4. Refuerzo por temperatura	77

4.6.3.5. Corte o doblado del refuerzo	77
4.6.4. Diseño de escalera.....	78
4.6.5. Diseño de Vigas	82
4.6.5.1. Diseño por Corte.....	122
4.6.6. Diseño de elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores	126
4.6.6.1. Diseño de elementos no portantes	126
4.6.7. Diseño de Columnas	134
4.6.7.1. Diseño por Flexo Compresión Uniaxial	134
4.6.7.2. Diseño por Corte.....	137
4.6.8. Diseño de Placas	138
4.6.8.1. Diseño por Flexión y Carga Axial.....	138
4.6.8.2. Diseño por Corte.....	142
4.6.9. Diseño de Platea de Cimentación.....	146
4.6.9.1. Exportación de las cargas actuantes en la base.....	146
4.6.9.2. Idealización de la platea	148
4.6.9.3. Combos de diseño.....	149
4.6.9.4. Comportamiento del suelo frente a cargas actuantes.....	150
4.6.9.5. Diseño.....	151
4.6.9.5.1. Verificación por punzonamiento.....	151
4.6.9.5.2. Acero.....	154
IV. DISCUSIÓN.....	157
V. CONCLUSIONES.....	159
VI. RECOMENDACIONES	161
VII. REFERENCIAS	163
VIII. ANEXOS	168

RESUMEN

El presente proyecto tiene como objetivo diseñar un hotel de 7 niveles en el distrito de Otuzco ubicado en la provincia del mismo nombre. En la fase inicial, se desarrollaron las actividades de campo: el estudio topográfico, el cual se efectuó con estación total en un terreno de 3807 m² de área, obteniendo una pendiente transversal de 27.7%, observando así que el terreno posee relieves importantes, posterior a eso se realizaron 3 calicatas, con una profundidad de 3 m cada una, para que en el laboratorio de suelos de la UCV-Trujillo se efectúe el estudio de suelos, obteniendo como resultado de clasificación del suelo (SUCS) una arena arcillosa con grava, y una capacidad portante de 1.11 kg/cm² a una profundidad de cimentación de 2.00 m.

En una segunda etapa o instancia, se procedió a realizar los trabajos de gabinete: el diseño arquitectónico de la edificación se efectuó cumpliendo los requisitos de dimensiones mínimas de los ambientes, destinados para hoteles, según las normas A.010 y A.030. El análisis sismorresistente de la edificación se realizó con el software Etabs 2016, el cual nos dio como resultados que los valores obtenidos de los desplazamientos en los ejes “X” e “Y” se encuentran en el rango permisible según la Norma E.030. Finalmente, se procedió a la realización del diseño estructural de los elementos de concreto armado del edificio mediante los softwares Etabs 2016, SAFE 2016 y SAP 2000, los cuales brindaron las cuantías de acero de manera rápida; contemplando así los requerimientos mínimos establecidos por nuestras normas y combinaciones de cargas.

Palabras Clave: Sistema dual, análisis sismorresistente, desplazamientos, diseño estructural.

ABSTRACT

The objective of this project is to design a 7-story hotel in the Otuzco district located in the province of the same name. In the initial phase, the field activities were developed: the topographic study, which was carried out with a total station in a 3807 m² area, obtaining a transversal slope of 27.7%, observing that the terrain has important reliefs, later to that three casks were made, with a depth of 3 m each, so that in the soil laboratory of the UCV-Trujillo the soil study is carried out, obtaining as a result of soil classification (SUCS) a clay sand with gravel , and a carrying capacity of 1.11 kg / cm² at a foundation depth of 2.00 m.

In a second stage or instance, the cabinet work was carried out: the architectural design of the building was carried out in compliance with the requirements of minimum dimensions of the rooms, intended for hotels, according to standards A.010 and A.030. The seismic-resistant analysis of the building was carried out with the Etabs 2016 software, which gave us as a result that the values obtained from the displacements in the "X" and "Y" axes are in the permissible range according to the E.030 Standard. Finally, the structural design of the reinforced concrete elements of the building was carried out using the Etabs 2016, SAFE 2016 and SAP 2000 software, which provided the amounts of steel quickly; thus contemplating the minimum requirements established by our standards and load combinations.

Keywords: Dual system, earthquake-resistant analysis, displacements, structural design.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

El negocio hotelero en Sudamérica ha crecido considerablemente debido a las diferencias culturales, lugares de interés natural y arqueológicas, clima, entre otros aspectos positivos que identifican a cada país y ciudad. Debido al interés de los turistas por visitar un lugar en específico, elegir un buen lugar reposo es indispensable en ellos para poder disfrutar y relajarse en actividades y paisajes únicos. Por eso cabe la necesidad de dar comodidad en un entorno natural.

En Perú, los esfuerzos por ser uno de los mejores atractivos turísticos está dando sus frutos tanto es así que Perú fue elegido como “Mejor Destino Turístico de las Américas” por segundo año consecutivo según la feria de turismo Shanghai World Travel Fair (SWTF). Es por ello que los servicios hoteleros van en aumento a nivel nacional.

En la zona andina del territorio peruano, principalmente en La Libertad la parte económica está prosperando debido a las ganancias generadas por el turismo y la agricultura. En la sierra liberteña a 1.25 horas aproximadamente se encuentra ubicada la ciudad de Otuzco, una hermosa ciudad de aproximadamente 27,257 habitantes (según datos del Instituto Nacional de Estadística e Informática - INEI), que es caracterizada por contar con diversos atractivos turísticos de origen colonial. La ciudad de Otuzco es conocida también como la “Capital de la Fe” debido al gran fervor religioso de los pobladores hacia la Virgen de la Puerta, considerada patrona del lugar.

Sus habitantes están dedicados principalmente a las actividades agrícolas, también se dedican a la crianza de animales menores. En su industria urbana, el lugar cuenta con panaderías, zapaterías, aserraderos, sastrerías, molinos, herrerías, etc.

En su industria rural cuenta con fabricación de aperos, cinchones, cordeles, fabricación de quesos, ladrillos, ollas de barro, petates, canastas, sillas, tejas, tejidos de fibra de penca como sogas, tejidos de sombreros de juncos y paja, tejidos en lana de carnero, etc.

Desde años atrás la ciudad se ha mantenido en crecimiento constante (aproximadamente 100 personas por año, según el INEI) y consagrándose como una ciudad próspera gracias al consumo de sus propios recursos naturales.

Otuzco cuenta con un circuito de motocross, lugar donde se practica dicho deporte y se celebran grandiosas competencias. Por su parte, la Municipalidad Provincial de Otuzco está habilitando zonas en puntos estratégicos para futuras extensiones urbanas generando así un crecimiento ordenado y lotizado adecuadamente, de la misma manera se encuentran gestionando un proyecto para la creación de un terminal terrestre con la finalidad de poder cumplir con la movilización de turistas que llegan a visitar el lugar.

En la ciudad de Otuzco prevalecen tres fiestas importantes las cuales son: Semana Santa (marzo - abril), también se celebra el aniversario de la conmemoración de la Coronación Canónica a la Virgen De La Puerta (17 al 28 de octubre) y la feria regional de la Virgen De La Puerta (13 al 17 de diciembre), llegando acoger a más de 100 000 turistas, en gran parte, personas fieles y devotas, ocasionando en dicha ciudad una gran demanda en varios negocios, principalmente en lo que corresponde a alojamiento: hospedajes, hoteles, departamentos, etc. Siendo este un sector que aún no es generoso con los turistas, ya que año a año, durante el periodo de estas fiestas se puede apreciar que muchas personas no encuentran alojamiento y tienden a dormir en las calles o plazas cercanas a la ciudad. Es por esto que la necesidad de construir y realizar proyectos de hospedaje y alojamiento, son de suma importancia para esta ciudad que realmente lo necesita.

Es por lo que en nuestra condición de estudiantes que buscan el desarrollo, proponemos el diseño de un hotel modesto, que cuenta con todos los servicios en la localidad, debido a la alta demanda de turistas, generando así turismo y trabajo.

1.1.1. Aspectos Generales

1.1.1.1. Ubicación Política:

La ubicación política del distrito de Otuzco es la siguiente:

País:	Perú
Departamento:	La Libertad
Provincia:	Otuzco
Distrito:	Otuzco

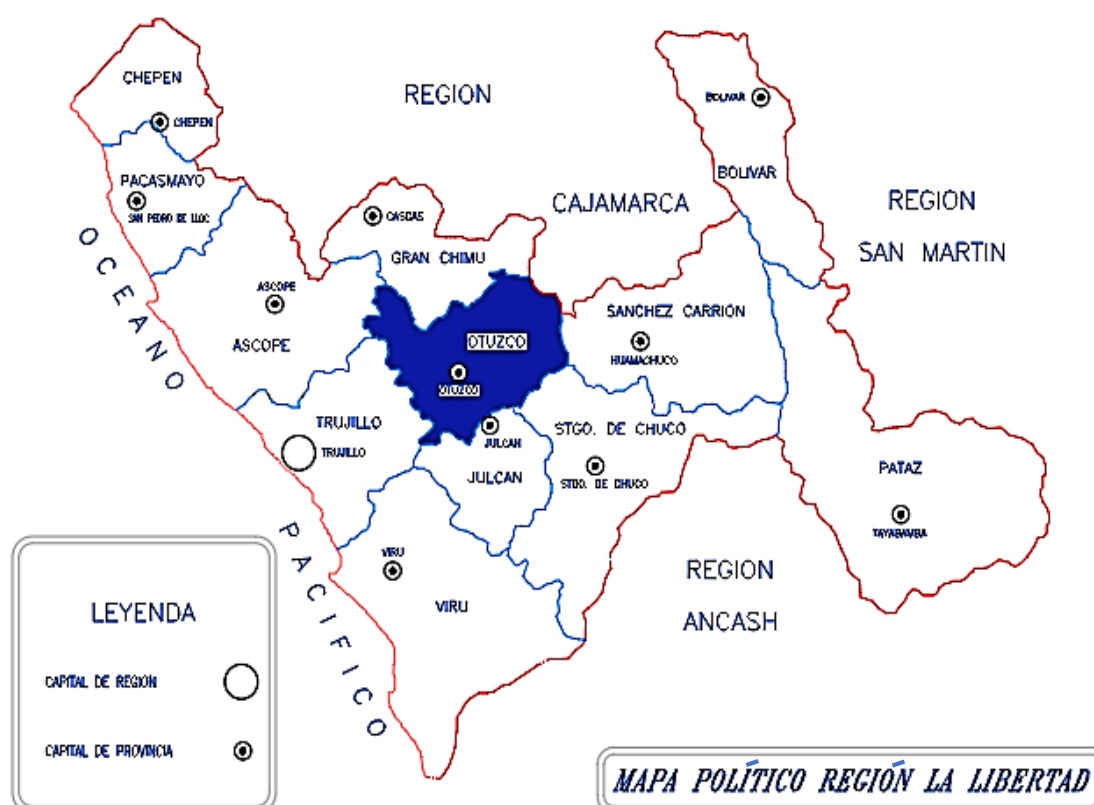


Figura 1. Ubicación política de la ciudad de Otuzco.

1.1.1.2. Ubicación Geográfica:

La ubicación geográfica del distrito de Otuzco es la siguiente:

Superficie:	444.13 km ²
Latitud:	7° 50' 55.54" S
Longitud:	78° 34' 55.67" W
Altitud:	2641 m.s.n.m.

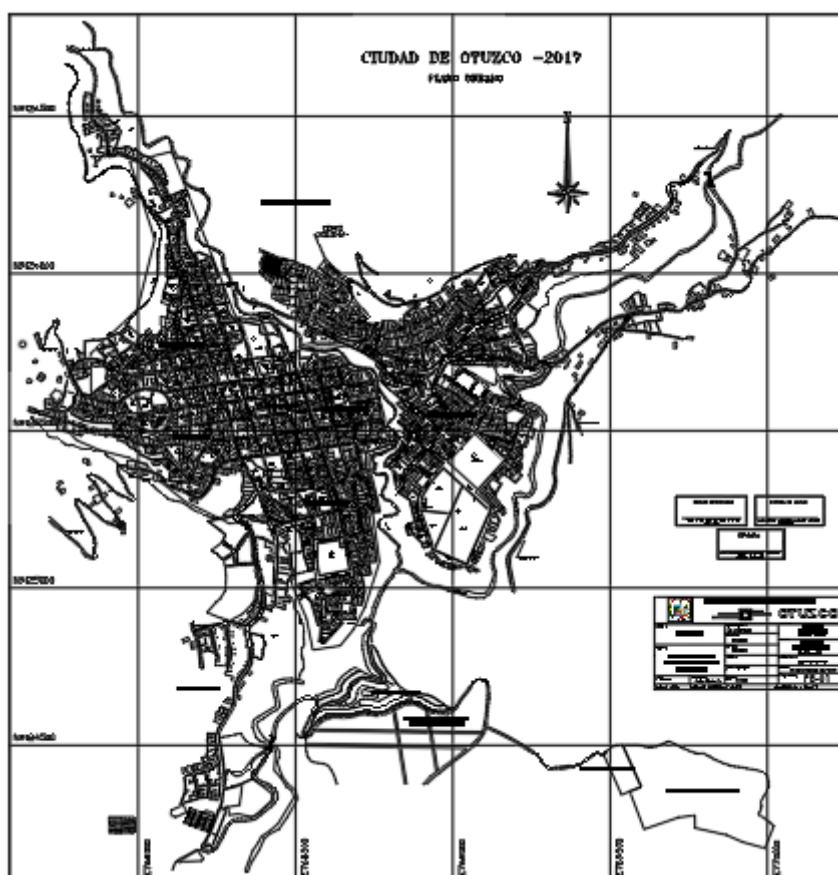


Figura 2 Ubicación geográfica del Distrito de Otuzco.

1.1.1.3. Límites:

El distrito de Otuzco limita con los siguientes distritos respectivamente, por el:

- | | |
|--------|---------------------------------|
| Norte: | Gran Chimú. |
| Sur: | Agallpampa y Salpo. |
| Este: | Charat, Usquil y Huaranchal. |
| Oeste: | Trujillo, La Cuesta y Sinsicap. |

1.1.1.4. Clima:

Otuzco posee característicamente un clima templado, temperatura media de 13° C, es un valioso recurso natural para la recuperación de la salud, su medio ambiente libre de contaminación, su presión y humedad atmosférica, le da al clima un carácter saludable. Otuzco es estrictamente tropical por estar situado al Norte de los 8° Sur, es por eso por lo que llueve estando el cielo casi limpio con pleno sol dejando el arco iris apreciar sus 7 colores.

Por situarse a una altura de 2,641m.s.n.m. presenta una temperatura que oscila entre los 21°C a 5°C.

1.1.1.5. Vías de acceso:

La accesibilidad a la localidad de Otuzco se puede dar por:

- Vía terrestre: a través de la carretera Laredo-Samne, posteriormente por la Carretera Samne-Desvío a Otuzco, las movilizaciones existentes desde Trujillo a Otuzco son: buses, miniván, combis y colectivos, cuyas tarifas oscilan entre los 8 a 20 nuevos soles.

1.1.2. Aspectos socio económicos:

1.1.2.1. Salud:

Los centros de salud estatal más reconocidos que podemos encontrar dentro del distrito de Otuzco son: el Hospital de Apoyo de Otuzco, CAP II Essalud Otuzco y un reciente inaugurado Centro de Salud Mental.

1.1.2.2. Educación:

En el distrito de Otuzco encontramos infraestructuras educativas primarias y secundarias, Donde los más destacados son los colegios Inmaculada Virgen de la Puerta, Juan Alvarado y Simón Bolívar. También cuenta con infraestructuras de educación superior nacionales como una sede de la Universidad Nacional de Trujillo, el Instituto de Formación Docente "Nuestra Señora de la Asunción", el Instituto Superior Tecnológico de Otuzco y el Instituto Superior Pedagógico Privado Ciro Alegría.

1.1.2.3. Servicios:

En el distrito de Otuzco, la entidad prestadora del servicio de energía eléctrica está a cargo de HIDRANDINA, siendo este distrito el de mayor consumo. La municipalidad es la encargada de abastecer el servicio de agua al pueblo Otuzcano, a través de reservorios que distribuyen el fluido vital a toda la ciudad.

1.2. Trabajos Previos

Ortiz (2012), en su investigación titulada “Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado “LIMBURG PLATZ” de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes”, realiza un comparativo acerca de cuál es el diseño sísmico-estructural más recomendable para garantizar la seguridad de los usuarios de dichas obras estructurales, se demostró con el análisis sísmico

dinámico que el diseño más óptimo para las edificaciones trata de uno con sistema dual de concreto armado (Sistema aporticado y placas), concluyendo de tal manera que tal sistema estructural cumple con los requerimientos que establecen las normativas de dicho país.

Chocooj (2014), en su estudio titulado “Hotel boutique basado en principios bioclimáticos y sostenibles”, demuestra el desarrollo de un proyecto arquitectónico hotelero en el país de Guatemala, el autor nos presenta un diseño bioclimático y sostenible para dicho hotel, haciendo que durante el diseño del proyecto se tomen en consideración el uso de un sistema aporticado de concreto armado y sobre todo el uso de recursos naturales para la construcción de este. Concluyendo de tal manera que tanto el clima del lugar, los recursos a utilizar y el diseño seleccionado son aptos para mejorar el rendimiento energético del edificio y generar así, un menor impacto ambiental en dicha zona.

Goñi (2014), en su tesis titulada, “Hotel en Playa Rosada, Provincia de Santa Elena: Energías pasivas aplicadas al diseño”, explica sobre la utilización de las energías pasivas al diseño, considera para el diseño la utilización fundamental de la energía solar debido a que el Ecuador por el hecho de ubicarse en la mitad del planeta, crea situaciones específicas para la aplicación de un diseño arquitectónico basado en energías pasivas, por lo tanto su investigación buscó generar una aplicación de la integración de estrategias pasivas para la realización de un hotel en las costas ecuatorianas, zona en la cual se llega a utilizar mayor cantidad de energía para la búsqueda del confort térmico gracias a sus altas temperaturas.

D’ Ambrosio y Zamora (2017), en su tesis titulada “Hotel y Resort 4 estrellas en la ciudad de Zorritos – Tumbes”, detalla el diseño de un hotel resort, el cual está dispuesto para brindar los servicios necesarios para turistas nacionales e internacionales. Dentro de estos servicios brindados podemos denotar algunos como habitaciones, ambientes para el entretenimiento personal y social como: piscina, casino, sala de ocio, etcétera. Asimismo, se describe el proceso de ubicación, el sistema de distribución arquitectónica, los sistemas estructurales realizados de concreto armado y tabiquería, los detalles arquitectónicos (promoviendo el uso de materiales naturales, tal es el caso

de utilizar la madera), finalizando así con lo que respecta a instalaciones sanitarias y eléctricas. Dando como conclusiones que en dicho hotel se posee un adecuado diseño, el cual está en armonía con el medio ambiente y busca reducir los impactos negativos que puedan llegar a pasar en un futuro.

Afuso (2017), en su investigación titulada “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco”, efectuó el diseño de un edificio multifamiliar, el cual posee elementos estructurales como: cimentaciones (zapatas aisladas, combinadas y cimientos corridos), columnas, vigas, muros de corte, losas macizas y losas aligeradas, estos elementos en primera instancia fueron predimensionados, buscando que en todo momento dichos elementos apoyen a todo el sistema estructural a tener una óptima rigidez lateral en las direcciones “X” e “Y”. También se comprobó mediante el análisis sísmico dinámico que la estructura cumple con los requerimientos de la norma técnica E.030, finalmente se realizó el diseño en concreto armado de cada uno de los elementos estructurales, concluyendo de tal manera que el diseño estructural de la edificación cumplía con los parámetros permitidos dentro de las normas técnicas Peruanas E.020, E.030 y E.060 respectivamente.

Morocho (2016), en su tesis titulada “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos”, presenta el diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado el cual consta de un sistema estructural dual, así como también losas aligeradas y losas macizas. En primer lugar, realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, posteriormente procedió con el modelamiento tridimensional para realizar un análisis sísmico, verificando así que se cumpla con los requisitos que establece la Norma E.030, luego con los datos de la capacidad portante del terreno procedió a realizar el diseño de los cimientos, siguiendo del diseño en concreto armado, todo acorde a lo establecido en la norma E.060, finalmente diseñando los elementos estructurales como tabiquerías guiado de la mano de la norma de albañilería E.070. Concluyendo que el pre-dimensionamiento, los desplazamientos máximos permisibles, el control de irregularidades y los análisis para el concreto armado están dentro de lo estipulado y recomendado por el reglamento nacional de edificaciones.

Loayza y Chávez (2015), en su tesis “Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles”, nos presentan el diseño de un edificio multifamiliar de 5 pisos el cual consta de un sistema estructural compuesto por muros de corte y pórticos de columnas y vigas y un techado con losas aligeradas y macizas, primero realizó el predimensionamiento de elementos estructurales, para luego proceder a hacer el análisis estructural del edificio mediante un modelo tridimensional y cumplir con las solicitaciones de carga de gravedad de la Norma E.020 y los requerimientos sísmicos de la Norma E.030, finalmente procedió a realizar el diseño en concreto armado cumpliendo con lo que indica la Norma E.060, comprobando así que los criterios de predimensionamiento inicial fueron los correctos. Concluyen en que el diseño asumido era el correcto y cumplía con todas las especificaciones establecidas por la Norma Técnica Peruana.

Guevara y Vera (2013), en su tesis titulada “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia Santa”, presentan el diseño de un hotel de 6 pisos más un semisótano, iniciado con un predimensionamiento de elementos estructurales, luego dichos elementos fueron sometidos a un modelamiento en 3D para someterlos a pruebas sísmicas y de cargas, y una vez cumplidos los requerimientos procedieron a realizar el diseño en concreto armado y la realización final de la arquitectura del edificio. Concluyendo que el pre-dimensionamiento inicial no fue el óptimo después de las verificaciones, y que el sistema elegido fue el ideal para cumplir con la restricción de desplazamientos y soporte de cargas de toda la edificación.

Cruz y Dieguez (2015), en su estudio titulado “Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismo-resistente en la urbanización Soliluz– Trujillo”, realizaron el diseño y análisis estructural de un edificio multifamiliar de 5 niveles con azotea, considerando sistemas de muros estructurales en ambas direcciones y losas aligeradas en 1 dirección a excepción de las zonas de escalera donde ubicaron losa maciza, establecieron cimentaciones formadas por zapatas aisladas y combinadas, posteriormente fue modelado en 3D para realizar su análisis sísmico, se analizaron también las cargas por gravedad efectuando un metrado de cargas y asignando esas cargas al modelo estructural respectivo, finalmente procedieron a la realización del diseño en concreto

armado, concluyendo que la mejor opción para el funcionamiento del edificio fue trabajar con muros estructurales ya que los desplazamientos horizontales no eran tan excesivos, asimismo se optó por el uso de cimentaciones superficiales debido a la alta resistencia que poseía el terreno.

Ayala (2017), en su tesis titulada “Diseño del edificio multifamiliar “Los Robles”, Urbanización Santa María, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia Chiclayo, Región Lambayeque 2017”, apreciamos el diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado de cuatro niveles, presenta un sistema estructural dual, donde inició con la distribución arquitectónica, para luego realizar el estudio definitivo en donde establece las dimensiones y formas de los elementos estructurales a construirse, concluyendo finalmente con el diseño de las instalaciones sanitarias y eléctricas correspondientes, cumpliendo así con los requerimientos de la normativa peruana, para ser plasmadas finalmente en los planos de cada especialidad.

1.3. Teorías Relacionadas al Tema

1.3.1. Levantamiento Topográfico:

Es la representación gráfica precisa de las formas naturales y adulteradas que se encuentra referente a un terreno limitado por una zona de estudio por trabajar, cuyo contenido es la influencia de los puntos sobre el terreno en un plano horizontal, ofreciendo una vista en planta del sitio levantado. (Jiménez, 2007, p. 1).

1.3.2. Estudio de Suelos:

Disciplina encargada de la aplicación de las disposiciones que rigen la hidráulica y la mecánica respecto a los problemas geotécnicos del terreno, estudia las propiedades, el comportamiento y la utilización del suelo como materia estructural, de modo que la resistencia y deformaciones controlables ofrezcan durabilidad, seguridad y firmeza a las estructuras. (ARQHYS, 2012, p. 1).

El estudio de suelos es el encargado de definir la capacidad portante, la cual consta de la capacidad del terreno en estudio para resistir a todas las cargas que van a estar situadas sobre él. Es la máxima presión media de contacto entre la

cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. (Rodríguez, 2018, p. 1).

1.3.3. Diseño Arquitectónico:

El diseño arquitectónico es un acto de creatividad, en el cual se plasma los detalles que tendrá una edificación respecto a distribución de ambientes, decoración de zonas, desniveles, entre otros aspectos.

1.3.4. Análisis Sísmico:

1.3.4.1. Análisis dinámico:

Alcanza el estudio de las fuerzas, velocidades y aceleraciones que emergen en una estructura como consecuencia de los desplazamientos y deformaciones. (San Bartolomé, 1998, p. 177).

1.3.4.2. Análisis estático:

Evalúa el estado de fatiga en una estructura sometida a fuerzas constantes duraderas en el tiempo. Esta evaluación de la etapa de estrés se realiza en conclusión a sondear las características de diseño adoptadas frente al criterio de resistencia. (San Bartolomé, 1998, p. 177).

1.3.5. Diseño Estructural:

Estudia el equilibrio entre la composición natural de los elementos estructurales y su conducta frente a las capacidades mecánicas con la condición de tener un aspecto equilibrado entre calidad y costo. (Morales, 2006, p. 8).

1.3.5.1. Cargas de diseño:

Tienden a actuar como cargas móviles o cargas fijas sobre la estructura y se clasifican en los siguientes tipos: Cargas estáticas (se aplican directamente a la estructura) y Cargas dinámicas (fuerzas que tienen magnitud, sentido y dirección que varían acorde con el tiempo). (San Bartolomé 1998, p. 2).

1.3.5.2. Deformaciones:

Transición del estado físico debido a fuerzas internas y externas, a una variación de temperatura, entre otras. En un sistema estructural, la distorsión puede ser elástica y plástica. (Morales, 2013, p. 1).

1.3.5.3. Diseño por corte:

Método que restringe la ampliación de grietas inclinadas, logrando superior profundidad de la franja comprimida, mejorando la capacidad de adherencia del acero longitudinal y evitando la brecha por desgarramiento para así lograr aumentar la ductilidad del conjunto y poder impedir las roturas frágiles. (McCormac y Brown, 2011, p. 63).

1.3.5.4. Diseño por flexión:

Evalúa el estado interno límite de servicio que habitualmente rige las dimensiones de los elementos estructurales las cuales son sometidas a la comprobación por cortante u otras acciones estructurales. (McCormac y Brown, 2011, p. 68).

1.3.5.5. Distorsión angular:

Deformación causada por la presencia de una fuerza cortante que se presenta en el sistema estructural, lo cual está definido como la tangente del ángulo de distorsión de la deformación.

1.3.5.6. Elementos Estructurales:

Cimentación:

Encargado de transferir todas las cargas de la edificación al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible, debido a que la firmeza del suelo es, habitualmente, menor que las columnas o muros que soporta.

Columnas:

Elemento estructural capaz de resistir a las fuerzas de compresión y flexión, encargado de propagar todas las cargas de la estructura a la cimentación; siendo uno de los elementos más importantes presentes en el ámbito estructural. (San Bartolomé, 1998, p. 28).

Escaleras:

Las escaleras son elementos constructivos que proporcionan acceso entre dos planos (plantas) situadas a distinto nivel, constituida por peldaños o escalones. (E.T.S.A. Sevilla, 1998, p. 2).

Losa aligerada unidireccional:

Plataforma compuesta de concreto armado, además de cierto número de viguetas en un único sentido asentado sobre un conjunto de vigas paralelas a ellas y ladrillos de arcilla para rellenar los vacíos que las viguetas dejan.

Losa aligerada bidireccional:

Plataforma de concreto armado, además de cierto número de viguetas en dos sentidos, asentado sobre un conjunto de vigas que mantienen su peso y cargas a través de las columnas, el apoyo de sus extremos es rígido, lo cual permite soportar su gran peso.

Muros de concreto armado:

Estructuras verticales que reciben cargas verticales por aplastamiento, y que, dada su mayor longitud en una dirección, proporcionan una gran firmeza e inflexibilidad lateral ante movimientos. (McCormac y Brown, 2011, p. 538).

Platea de Cimentación:

Consiste en una losa de concreto, armada en ambas direcciones y colocada en ambos lechos, superior e inferior. Se usa este tipo de cimentación cuando el número de pisos, o el peso de la edificación, son altos, para la baja capacidad portante del suelo. También cuando el área de cimiento requerido es mayor o igual al 50 % del área del terreno de la edificación.

Viga de arriostramiento o riostra:

Imposibilita los desplazamientos de las zapatas, por lo que desempeñará principalmente a compresión y a tracción dependiendo de si se trate de un acercamiento o alejamiento de la zapata. En cuestión de que además tenga que disminuir los asentamientos, deberá estar dotada de armaduras para la flexión. No sirve para el centrado de cargas de los pilares.

Vigas no portantes:

Elemento presente en la losa que se enlaza con las vigas portantes para que transmitan su carga hacia ellas.

Vigas portantes:

Estructura horizontal empleada para soportar las cargas transversales y de gravedad sosteniendo y transmitiendo entre dos o más apoyos sin generar un empuje lateral.

Viga centradora:

Elemento que concentra el momento originado en una zapata excéntrica, para que su descarga no produzca despegue en el terreno. Dependerán de la distancia a la que este la zapata el armado y dimensiones, a la que se ancla y del momento que tenga que captar.

Viga de cimentación:

Cimiento lineal acoplada a las zapatas. Presenta una disposición de viga, por lo que su armado será el de una viga trabajando a flexión, solamente que en este procedimiento la armadura de tracción estará colocada en el perfil superior. Habitualmente se utilizan en terrenos coherentes de fácil excavación, edificios de poca altitud y pilares no alejados más de 5 metros entre ellos.

Zapatas:

Conjunto de elementos estructurales de una edificación cuyo trabajo es transmitir sus cargas mediante sus elementos a la superficie, distribuyéndolas de manera que no superen su presión admisible ni causen cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, habitualmente, menor que la de las columnas o muros que soporta, el área de contacto entre el suelo y la cimentación debe ser proporcionalmente más grande que los elementos soportados, excepto en suelos rocosos muy coherentes. (Morales, 2013, p. 143).

1.3.6. Marco Normativo Peruano:**1.3.6.1. Norma Técnica E.020 Cargas:**

Se describen dos tipos de cargas, las cargas muertas, las cuales conforman el peso de los materiales y el peso propio de la edificación, así como también las cargas vivas, las cuales se determinan acorde al uso u ocupación de la estructura. (RNE, 2017, p. 374).

➤ Carga Viva:

De acuerdo con la norma E020 las cargas vivas mínimas repartidas se extraerán de la tabla 1 del reglamento. Estas cargas son variables y movibles es en la edificación.

➤ Carga Muerta:

De acuerdo con la norma E020 las cargas muertas se extraerán del Anexo 1 del reglamento. Estas cargas serán fijas en la estructura.

1.3.6.2. Norma Técnica E.030 Diseño Sismo-resistente:

Establece los parámetros y pautas de diseño sísmico, que debe presentar una edificación acorde al uso que se le va a asignar. Entre estos parámetros podemos consignar a la Zonificación sísmica, parámetro de sitio, factor de amplificación sísmica, tipo de uso, tipo de suelo, factores de reducción sísmica, así mismo podemos hallar pautas de diseño como el análisis sísmico estático y dinámico de una estructura. (RNE, 2017, p. 382).

➤ Peligro sísmico:

La disposición de este capítulo ofrece la identificación de los parámetros de diseño (Zonificación, perfiles de suelo y el factor de amplificación sísmica).

➤ Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones:

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con la importancia que esta tiene, siendo 1.5 la esencial y 1.0 la menos esencial. Existen varios sistemas estructurales entre los cabe destacar son: Sistemas aporticados y sistemas duales, siendo 8 el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas para sistemas aporticados y 7 para sistemas duales.

El coeficiente de reducción básico de fuerzas sísmicas será reducido de acuerdo a las irregularidades que esta pueda presentar tanto en planta como en altura.

➤ Análisis estructural:

En este capítulo podremos obtener consideraciones generales de análisis, entre los cuales destacan: modelos para el análisis, estimaciones del peso de acuerdo a su categoría, análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes, periodo fundamental de vibración, excentricidad accidental, análisis modal espectral, modos de vibración y fuerza cortante en la base.

➤ Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad:

De acuerdo con la actualización de la norma E030 según la resolución N°355 – 2018 – Vivienda. Se establece que para estructuras regulares se calculara los desplazamientos multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico y 0.85 para estructuras irregulares.

Los límites de distorsión del entrepiso se establecen en el presente capítulo para diferentes materiales predominantes.

1.3.6.3. Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones:

Establece requisitos para la elaboración de estudios de mecánica de suelos (EMS), con fines para cimentaciones de edificaciones u otras estructuras, garantizando en todo momento la estabilidad del terreno y la permanencia de las construcciones en todo momento. (RNE, 2017, p. 427).

1.3.6.4. Norma Técnica E.060 Concreto Armado:

Detalla y guía el correcto diseño de los elementos en concreto armado. Dichos elementos deberán diseñarse para soportar los efectos máximos originados por las cargas amplificadas obtenidas durante el análisis estructural. (RNE, 2017, p. 447).

1.4. Formulación del Problema

¿Cuál es el Diseño Estructural más apropiado de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad?

1.5. Justificación del Estudio

El presente proyecto se justifica en una propuesta de diseño estructural de un hotel ubicado en el sector Chologday de la ciudad de Otuzco, cuya finalidad es apreciar la relación correcta que debe haber entre el sistema estructural presentado y el tipo de suelo encontrado en el área de estudio, lo cual permitirá un mejor desempeño de la estructura frente a un eventual sismo de gran magnitud, evitando así fallas estructurales y hasta un posible colapso., adaptando de tal forma todas las necesidades y requerimientos establecidos en las normas técnicas peruanas.

Este estudio también podrá ser utilizado como base para futuras investigaciones (Modelo para alumnos motivados en aprender diseño y análisis estructural de edificaciones) o ampliaciones que deseen ser realizadas al presente proyecto.

1.6. Hipótesis

El diseño estructural del “Hotel de Siete niveles con sistema dual en el distrito y provincia de Otuzco, La Libertad”, posee el correcto diseño y distribución de los elementos estructurales de tal forma que cumplan con las normativas que condiciona el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo General:

Realizar el Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad.

1.7.2. Objetivos Específicos:

- Realizar el diseño arquitectónico de la edificación.
- Realizar el levantamiento topográfico del terreno en estudio.
- Realizar el estudio de mecánica de suelos.
- Realizar el análisis sísmico de la estructura.
- Realizar el diseño estructural de la edificación.

II. MÉTODO

2.1. Diseño de Investigación

El proyecto se realizará con el diseño no experimental transversal descriptivo simple, teniendo como esquema a emplear:

M O

Dónde:

M: El edificio de 7 pisos que se ubicará en el cerro Chologday entre las calles La Victoria y Chologday, Distrito y Ciudad de Otuzco.

O: Recolección de datos del proyecto.

2.2. Variables, Operacionalización

2.2.1. Variable

Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2019.

- ❖ Definición Conceptual: El diseño conveniente será el que resista, en el rango elástico, todos aquellos sismos de Ímpetu severa que ocurran durante su vida útil, el grado de daños debe ser imperceptible, para así garantizar su funcionamiento después de la ocurrencia de dichos sismos.
- ❖ Definición Operacional: El diseño del edificio de 7 pisos se realizará mediante la serie de procedimientos mencionados en el marco teórico, siguiendo los requisitos consagrados en las normas ya mencionadas, y esto nos permitirá la buena realización de nuestro proyecto de investigación.

2.2.2. Dimensiones

- ❖ Diseño Arquitectónico.
- ❖ Levantamiento topográfico.
- ❖ Estudio de mecánica de suelos.
- ❖ Diseño sísmico y estructural.

2.2.3. Operacionalización

La matriz de Operacionalización de variables es la siguiente:

VARIABLE	DIMENSIONES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	ESC. DE MEDIDA
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL	Diseño Arquitectónico	El diseño de la arquitectura es, básicamente, la creación de espacios habitables, pero estos espacios han de cumplir una función. (De la Rosa, 2012, p.14)	El diseño arquitectónico consiste esencialmente en crear los espacios físicos para satisfacer las necesidades habitacionales según el uso que se le pueda dar a cada uno de ellos.	Cotas (m)	Razón
				Áreas (m ²)	Razón
	Levantamiento Topográfico	Son procedimientos destinados a lograr la representación gráfica de las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una superficie terrestre en un plano. (Jiménez, 2007, p.1)	Mediante el estudio topográfico obtendremos la descripción del terreno de nuestro proyecto, y mediante un mapa obtendremos la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal.	Levantamiento topográfico (m ²)	Razón
				Exportación del levantamiento al software AutoCAD	Razón
	Estudio de Mecánica de Suelos	Serie de procedimientos que nos permite conocer las propiedades mecánicas, físicas y químicas del suelo ayudándonos a comprender y determinar el comportamiento del suelo. (Sanhueza, 2004, p.1)	El estudio de mecánica de suelos se realiza con el fin de saber los datos y características del suelo, asimismo saber cuál es el tipo de cimentación idónea para el terreno en estudio.	Clasificación de suelos SUCS (%)	Ordinal
				Capacidad Portante (kg/cm ²)	Razón
	Diseño Sísmico Estructural	Diseño de acuerdo con las normas que regulen las construcciones Sismo Resistentes, y que debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, sismos fuertes, presentando daños mínimos, pero sin colapso. (Rochel, 2012, p.27)	El diseño de las estructuras para resistir sismos consiste esencialmente en un diseño con fuerzas reducidas, aceptando que parte de la energía introducida a la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas.	Pre-dimensionamiento y estructuración (m ³).	Razón
				Metrado de Cargas (kg/cm ²)	Razón
				Diseño de elementos estructurales (m ³)	Razón

2.3. Población y Muestra

- Población: Hotel de siete niveles con sistema dual.
- Muestra: Hotel de siete niveles con sistema dual.

2.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

2.4.1. Técnicas:

La técnica empleada para la realización del proyecto de investigación será la observación y las bases de ingeniería seleccionados por los investigadores de la presente investigación.

2.4.2. Instrumentos:

❖ Instrumentos documentales:

Se utilizará la ficha de observación para la recolección de datos necesarios que permitan la realización del proyecto. (Ver anexo 16)

❖ Instrumentos mecánicos:

Se utilizará equipos topográficos que nos permitan la ejecución del levantamiento topográfico de la superficie del proyecto. Además, se utilizará instrumentos para la recopilación de muestras de suelos y el uso de un laboratorio de suelos para la elaboración del EMS.

❖ Instrumentos electrónicos:

Se manipularán aparatos y equipos electrónicos como memorias USB y discos para el acopio de la investigación y laptops que cuenten con softwares que serán mencionados más adelante para el procesamiento.

2.5. Método de Análisis de Datos

- ❖ Para el recojo de información en el lugar del área en estudio se procederá a hacer el levantamiento topográfico usando una estación total y el software AutoCAD Civil 3D para representar dicho levantamiento topográfico que se realizará en el terreno del proyecto.
- ❖ El estudio de mecánica de suelos será realizado en el laboratorio de suelos de la Universidad César Vallejo para obtener las propiedades mecánicas del suelo.

- ❖ Se realizó la arquitectura a través del software AutoCAD 2018, Autodesk Revit de modelado de información de construcción teniendo en las normas técnicas A.010 y A.030.
- ❖ Se realizó el análisis sismo resistente a través de la modelación con el software ETABS 2016 y SAFE 2016 teniendo en cuenta las normas vigentes.
- ❖ Para la elaboración del análisis y diseño estructural se emplearán las Normas Técnicas E.020, E.030, E.050, E.060 y E060 y los programas ETABS 2016, SAP 2000 y SAFE 2016 según corresponda para el edificio de 7 pisos.

2.6. Aspectos Éticos

Este proyecto de investigación se elaborará con justicia y compromiso, contando con los permisos necesarios por parte de la autoridad correspondiente y haciendo uso adecuado de las siguientes normas:

- ❖ Norma Técnica – A.010: Consideraciones generales de diseño.
- ❖ Norma Técnica – A.030: Hospedaje.
- ❖ Norma Técnica – E.020: Cargas.
- ❖ Norma Técnica – E.030: Diseño Sismo-resistente.
- ❖ Norma Técnica – E.050: Suelos y Cimentaciones.
- ❖ Norma Técnica – E.060: Concreto Armado.
- ❖ Norma Técnica – E070: Albañilería.

III. RESULTADOS

4.1. Estudio topográfico

4.1.1. Trabajos realizados

4.1.1.1. Trabajo de campo

Se verifico que los datos obtenidos del levantamiento topográfico hecho por la Municipalidad Provincial de Otuzco sobre el terreno fueran lo más asertivo posible (Ver Figura 1), observando que el terreno es relativamente empinado, sin pronunciados relieves, con una pendiente de 27.7%.

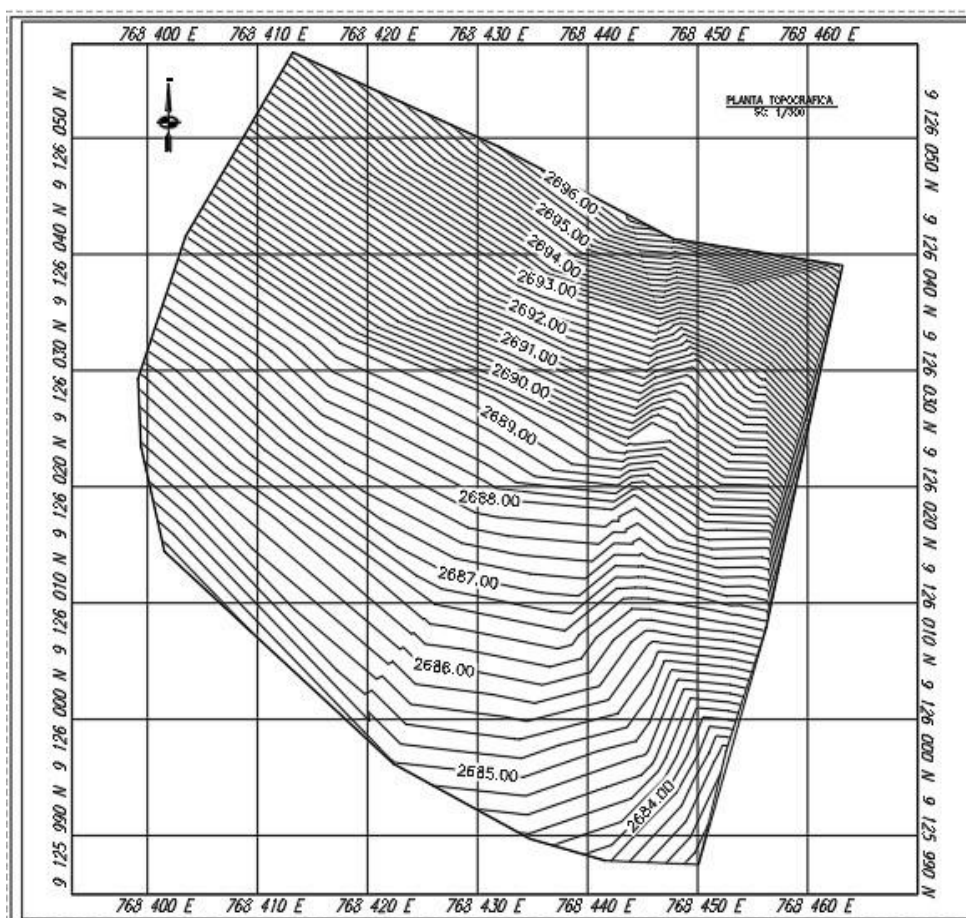


Figura 1: Levantamiento topográfico.

4.1.1.2. Trabajo de gabinete

El trabajo de gabinete concluyo con la exportación del levantamiento con estación total al AutoCAD 2018 con un Bench Marck conocido con las siguientes coordenadas UTM.

Tabla 1: Coordenadas UTM

COORDENADAS UTM (DATUM WGS984) BENCH MARCK (BM)				
PUNTO	NORTE (Y)	ESTE (X)	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
1	9125969.814	768025.068	2731.061	BM-1
2	9126582.217	768241.675	2810.551	BM-2

Fuente: Municipalidad Distrital de Otuzco

Tabla 2: Puntos del terreno

PUNTOS DEL TERRENO (DATUM WGS84)				
N°	NORTE (Y)	ESTE (X)	ELEVACIÓN	DESCRIPCION
156	9126018.76	768473.639	2690.941	T. NATURAL
157	9126022.56	768462.012	2690.929	T. NATURAL
158	9126025.51	768454.281	2690.398	T. NATURAL
159	9126026.42	768448.042	2689.343	T. NATURAL
160	9126014.77	768442.379	2685.949	T. NATURAL
.
.
.

Los datos se encuentran en el anexo 9 de la presente tesis.

4.2. Diseño Arquitectónico

4.2.1. Entorno Urbano

El terreno de estudio está situado en el cerro Chologday, a unos 10 minutos a pie de la plaza central de la ciudad de Otuzco, entre la calle Chologday y calle la Victoria. Ver figura 2.

4.3. Descripción Arquitectónica:

El desarrollo arquitectónico del hotel de 7 niveles de sistema dual, incluye planos en planta, corte, elevaciones y detalles. El proyecto contempla un edificio multifamiliar de 3807 m² de área, que se ubicará en la calle la Victoria con la calle Chologday.

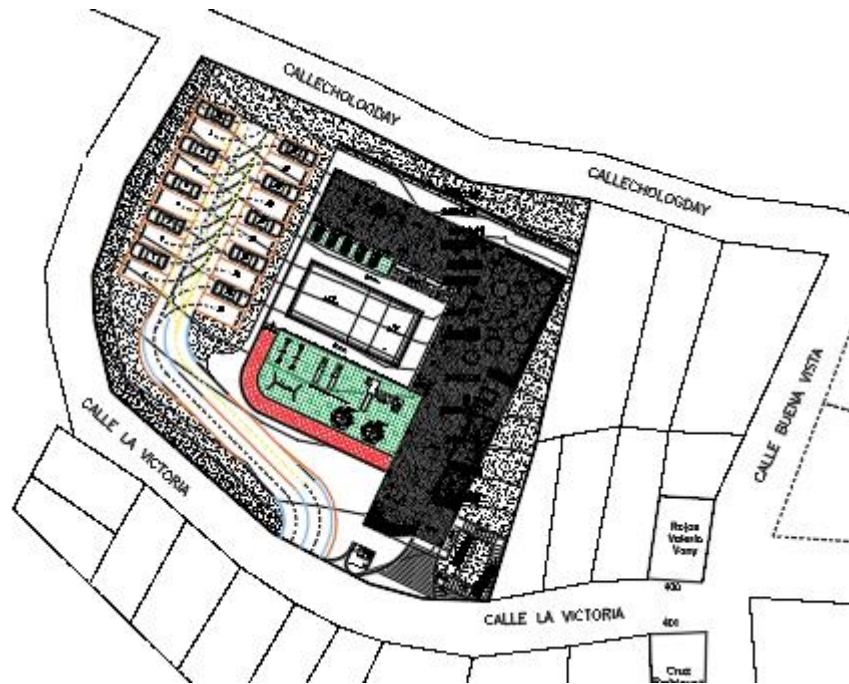


Figura 2: Plano de Ubicación del Terreno.

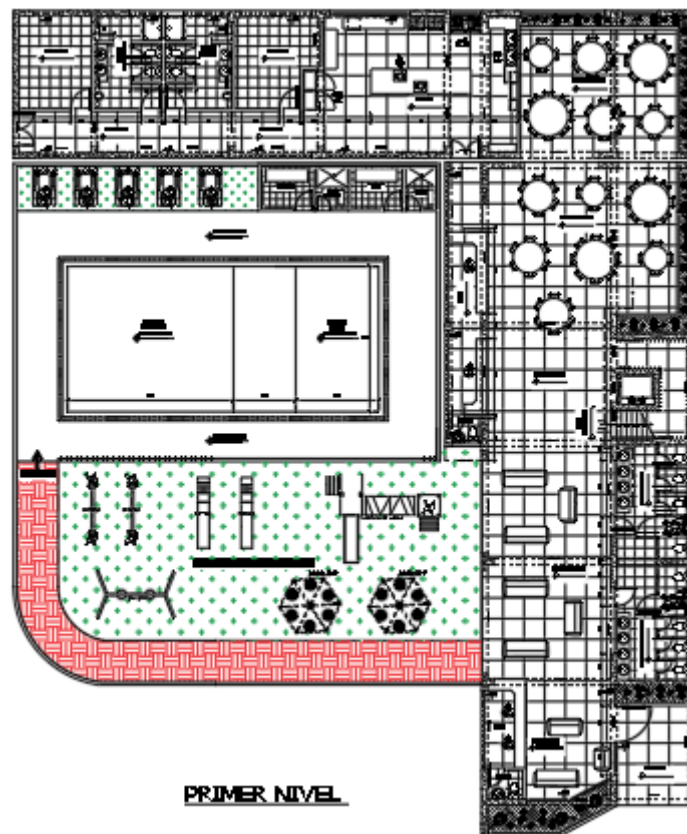


Figura 3: Plano en Planta Primer Nivel del Hotel.

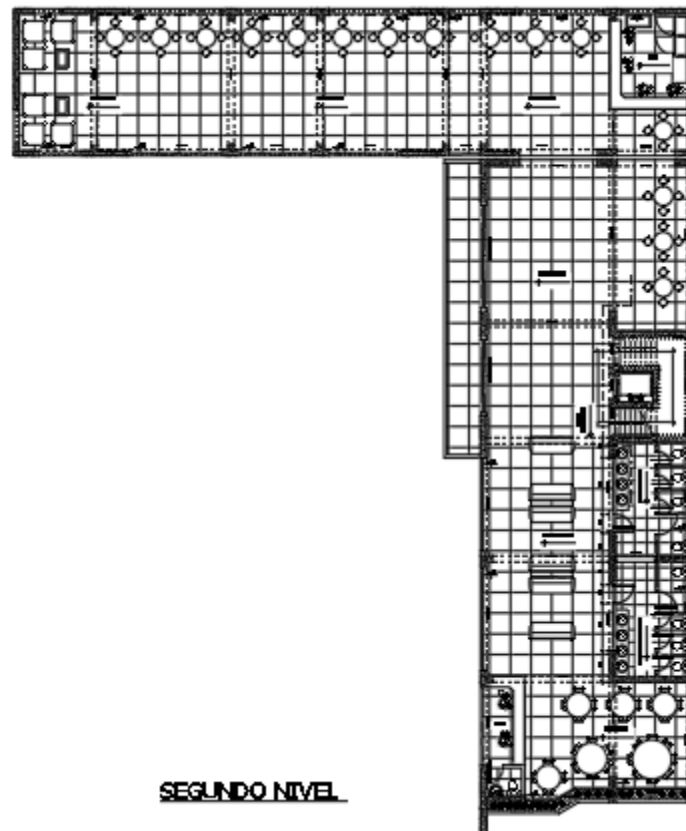


Figura 4: Plano en Planta Segundo Nivel del Hotel.

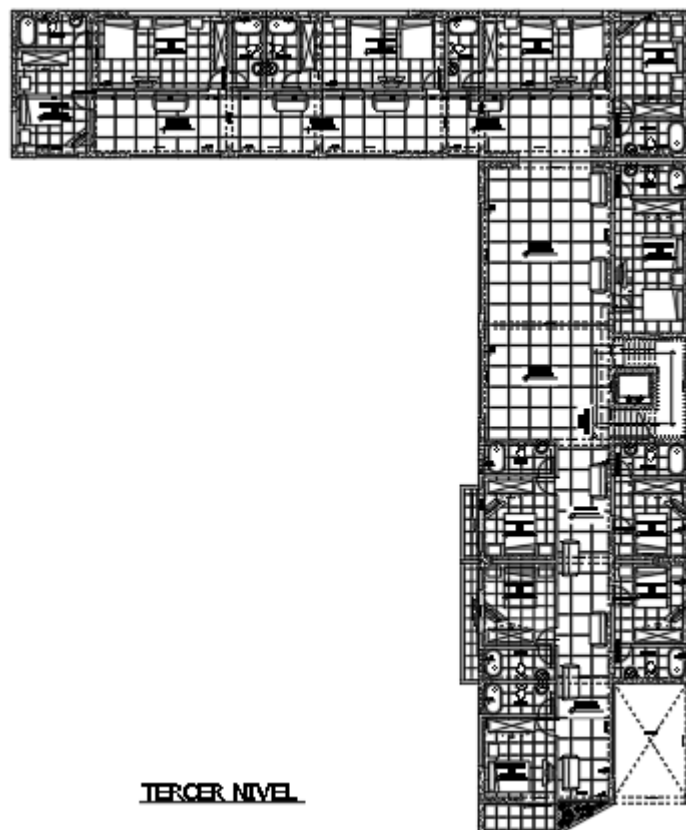


Figura 5: Plano en Planta Tercer Nivel del Hotel.

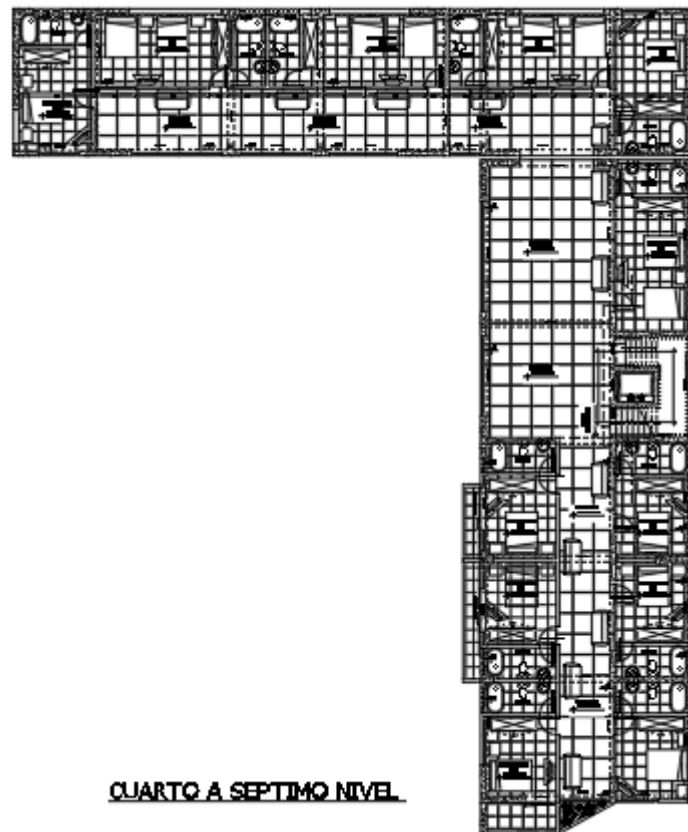


Figura 6: Plano en Planta Cuarto, Quinto, Sexto y Séptimo Nivel del Hotel.

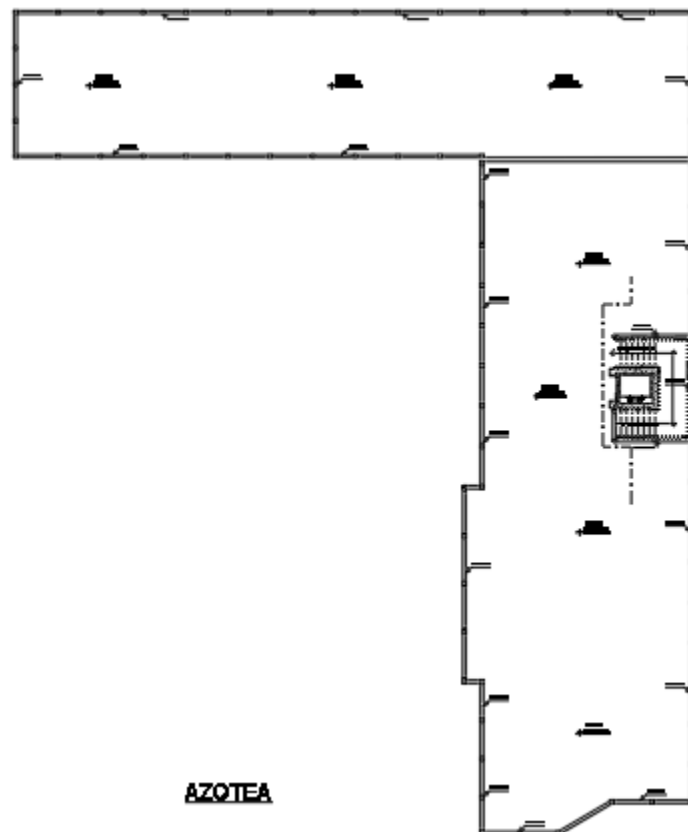


Figura 7: Plano en planta de la Azotea del Hotel.

4.4. Estudio de Mecánica de Suelo

4.4.1. Trabajo de Campo

Se obtuvo muestras de 3 calicatas del fondo del suelo, a una profundidad de 3 metros con la finalidad de obtener las propiedades mecánicas del lugar, dicho estudio se realizó en un área de 587.21 m² ubicado en la calle Chologday y calle La Victoria en el cerro Chologday de la ciudad de Otuzco.

4.4.2. Ensayos y Laboratorio

4.4.2.1. Clasificación de los suelos

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) se efectuó la clasificación de las muestras como se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 3: Clasificación de los suelos

CALICATA	ESTUDIO	CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
C1	SUCS	SC	Arena arcillosa con grava
	AASHTO	A-2-6 (2)	Grava y arena limo o arcillosa/Regular a malo
C2	SUCS	SC	Arena arcillosa con grava
	AASHTO	A-2-7 (2)	Grava y arena limo o arcillosa/Regular a malo
C3	SUCS	SC	Arcilla ligera arenosa
	AASHTO	A-7-6 (11)	Suelos arcillosos/Regular a malo

Fuente: Laboratorio de suelos de la UCV

4.4.2.2. Cálculo de la capacidad portante

Se obtuvo los resultados de las 3 calicatas analizados en los laboratorios de mecánica de suelos de la Universidad Cesar Vallejo (UCV). Se estableció la profundidad 2.00 m. para una cimentación apropiada, así como también un ancho de cimentación de 1.20 m. con un factor de seguridad de 3 como se detalla a continuación.

Tabla 4: Capacidad de carga admisible

Muestra	Ancho B de la cimentación	Prof. Ciment.	Qadm (kg/cm ²)
Calicata 1	1.20 m	2.00	1.16
Calicata 2	1.20 m	2.00	1.18
Calicata 3	1.20 m	2.00	1.00

Fuente: Laboratorio de suelos de la UCV

4.4.2.3. Resultados

Para el proyecto de un hotel de 7 niveles con sistema dual se realizó en el laboratorio de suelos de la UCV los estudios necesarios para obtener los resultados de las propiedades físicas y mecánicas como se presenta en la tabla siguiente:

Tabla 5: Propiedades físicas del suelo

CALICATA				PROPIEDADES FÍSICAS						
N°	Estrato	UBIC.	Prof. Estrato	% CH	% Finos	% Arenas	% Gravas	% LL	% LP	% IP
C-1	E-1	Calicata 1	3.00 m	9.93	34.08	39.11	26.81	39	19	20
C-2	E-1	Calicata 2	3.00 m	10.55	32.50	33.56	33.94	44	17	27
C-3	E-1	Calicata 3	3.00 m	15.88	65.88	23.70	10.42	44	25	19

Fuente: Laboratorio de suelos de la UCV

Tabla 6: Propiedades mecánicas del suelo

CALICATA				PROPIEDADES MECÁNICAS					
N°	Estrato	UBICACIÓN	Prof. Estrato	MDS (g/cm ³)	OCH %	CBR 100%	CBR 95%	PU (g/cm ³)	Qadm. (g/cm ²)
C-1	E-1	Calicata 1	3.00 m	-	-	-	-	1.188	1.16
C-2	E-1	Calicata 2	3.00 m	-	-	-	-	1.160	1.18
C-3	E-1	Calicata 3	3.00 m	-	-	-	-	1.162	1.00

Fuente: Laboratorio de suelos de la UCV

Los resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelos por parte del laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Cesar Vallejo se encuentran detalladas en el anexo 1 de la presente tesis.

4.5. Análisis Sismo Resistente

4.5.1. Generalidades

DATOS GENERALES			
Ubicación	=	Otuzco	
Tipo	=	Hotel	
h1	=	3.1	m
h2	=	2.9	m
h3,7	=	2.7	m
f'c	=	280	kg/cm ²

4.5.2. Cargas para el Modelo

Para la configuración de cargas por gravedad en el modelo 3D del programa ETABS se establecieron los siguientes valores:

Carga Muerta:

WD	Peso (Tn/m ²)
Losa alig. Unidireccional	0.30
Losa alig. Bidireccional	0.31
Acabados	0.10
Tabiquería	0.15

WD	Peso (Tn/m ³)
Muro Perimetral	1.64

Carga Viva:

WL	Corredores	Cuartos	Salón de baile
Entre piso	0.4 Tn/m ²	0.2 Tn/m ²	0.4 Tn/m ²

Para este caso se tomará el valor de 0.4 Tn/m² y se extraerá el 50% indicado en la NTE E030 del RNE ya que estamos considerando acceso a la azotea para cualquier fin.

Azotea (50% WL)	0.2 Tn/m ²
-----------------	-----------------------

4.5.3. Pre-dimensionamiento y Estructuración

En esta primera parte del análisis sísmico se predimensionarán las secciones de los elementos estructurales por criterios aproximados con la finalidad de poder calcular el peso total del edificio. Las secciones calculadas se examinarán en el diseño de concreto armado y se establecerá si estas cumplen con las disposiciones del RNE_E060.

4.5.3.1. Pre-dimensionamiento de losa aligerada unidireccional

La losa se armará en la dirección que tenga la menor dimensión entre apoyos, para este caso se armará en la dirección X-X. El espesor de la losa se detalla a continuación:

Bloque 1:

$$e_{losa\ unid.} = \frac{l}{25} = \frac{4.30}{25} = 0.172m.$$

Trabajaremos con una losa aligerada unidireccional de 0.20m.

Bloque 2:

$$e_{losa\ alig.2} = \frac{h}{25} = \frac{3.75}{25} = 0.15m.$$

Trabajaremos con una losa aligerada unidireccional de 0.20m. para no tener desniveles con las demás losas.

4.5.3.2. Pre-dimensionamiento de losa aligerada bidireccional

El motivo de esta decisión de establecer losas aligeradas en 2 direcciones fue producto a que las luces son mayores a 6 metros en ambos sentidos para ambos bloques en diseño.

La losa se armará en dos direcciones por lo que se tendrá que elegir la mayor luz entre los apoyos.

Bloque 1:

$$e_{losa\ bid.} = \frac{luz}{40} = \frac{6.83}{40} = 0.17m$$

Trabajaremos con una losa aligerada bidireccional de 0.20m.

Bloque 2:

$$e_{losa\ maciza} = \frac{luz}{40} = \frac{8.20}{40} = 0.20m$$

Trabajaremos con una losa aligerada bidireccional de 0.20m.

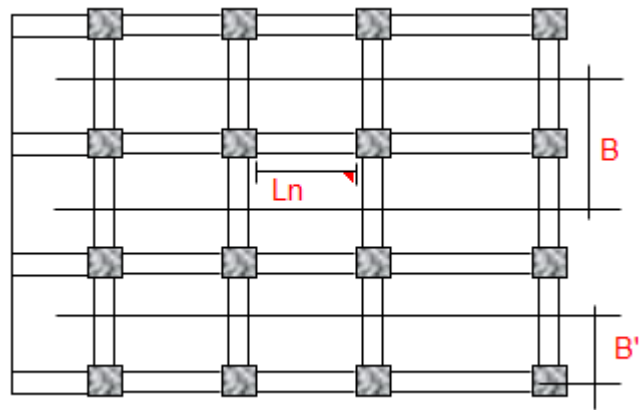
4.5.3.3. Pre-dimensionamiento de vigas

4.5.3.3.1. Vigas portantes

Son las que soportan el peso de la losa ya sea aligerada o maciza que juntamente con las columnas constituyen los pórticos principales.

De acuerdo con la teoría de pre-dimensionamiento de vigas con la formula general $h_v = l_n / (4 / (W u^{0.5}))$ y $b = B / 20$ para diferentes tipos de cargas ultimas de diseño.

Bloque 1:



TODOS LOS PISOS

	ln (m)	B (m)	b (m)	h (m)
VP1	6.5	1.89	0.25	0.50
VP2	6.5	5.19	0.30	0.60
VP3	6.3	3.41	0.30	0.55

Bloque 2:

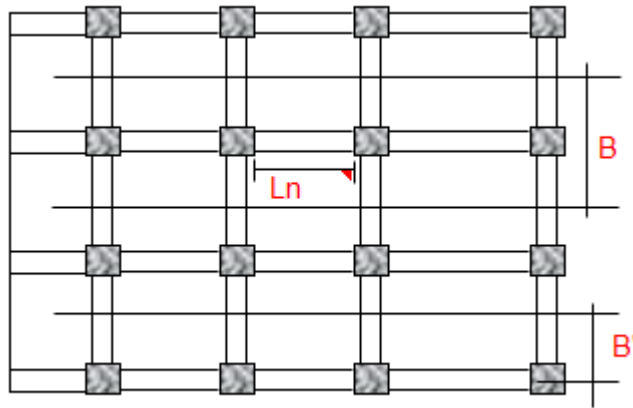
PARA TODOS LOS PISOS

	ln (m)	B (m)	b (m)	h (m)
VP1	7.90	1.88	0.30	0.50
VP2	7.90	5.00	0.30	0.65
VP3	7.90	4.01	0.30	0.60
VP4	7.90	0.89	0.25	0.40
VP5	5.95	6.70	0.30	0.60
VP6	4.90	4.00	0.30	0.45
VP7	5.40	5.00	0.30	0.50
VP8	5.50	3.13	0.30	0.40
VP9	5.50	1.88	0.25	0.40

4.5.3.3.2. Vigas no portantes

Distribuyen la carga a una viga principal para su posterior diseño. Las condiciones de pre dimensionamiento se dan con la formula general $h_v = l_n / (4 / (W_u^{0.5}))$ y $b = B / 20$ para diferentes tipos de cargas ultimas de diseño.

Bloque 1:



PARA TODOS LOS PISOS				
	ln (m)	B (m)	b (m)	h (m)
VS	3.23	3.41	0.25	0.30

Bloque 2:

PARA TODOS LOS PISOS				
	ln (m)	B (m)	b (m)	h (m)
VS1	5.95	4.10	0.30	0.50
VS2	3.45	4.10	0.25	0.30

4.5.3.4. Pre-dimensionamiento de columnas

Se tendrá en cuenta el Área Tributaria y el número de pisos para el predimensionamiento de las columnas, así como también la variación de pesos debido a los cambios de losas. La expresión matemática es la siguiente:

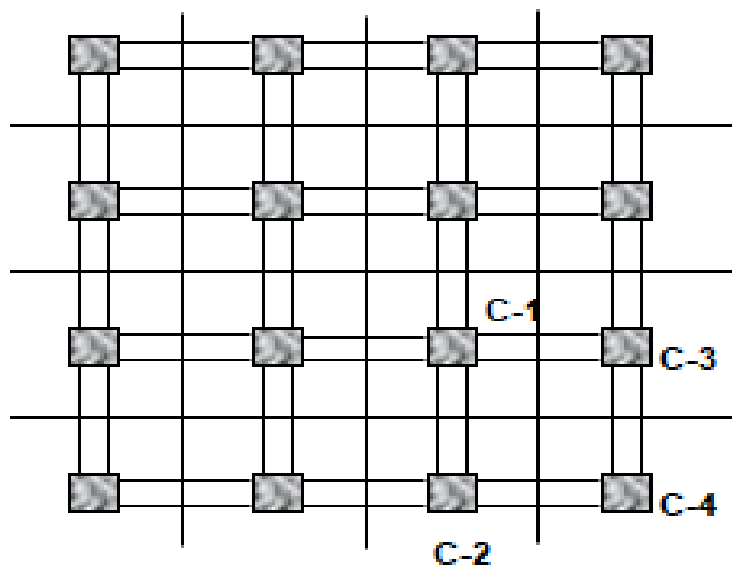
$$A_g = K A_T A$$

A_g : área de la sección transversal de la columna.

K : coeficiente que se obtiene de tabla.

$A_T A$: Área tributaria acumulad del Piso Considerado.

Tener en consideración que el lado mínimo de una sección de columna será de $b_{\min}=0.25\text{m}$. según el Instituto Americano del Concreto (ACI)



Donde:

C1: Columna central

C2: Columna extrema de un pórtico principal interior

C3: Columna extrema de un pórtico principal interior

C4: Columna en esquina

Se tomará en cuenta los pesos unitarios por nivel de la siguiente manera:

Tabla 7: Tipos de columnas en la edificación

COLUMNAS	POSICIÓN	P	n
C-1 (para los primeros pisos)	columna interior	1.10PG	0.30
C-1 (para los 4 últimos pisos)	columna interior	1.10PG	0.25
C-2 , C-3	columna extrema	1.25PG	0.25
C-4	columna de esquina	1.50PG	0.20

Fuente: Libro Diseño de Concreto Armado, Roberto Morales.

Para la estimación de secciones en las columnas se tomará en cuenta la siguiente expresión:

$$b_t = \frac{p}{n * f_c}$$

Donde:

b_t : Área de la sección de la columna

PG: peso total de cargas de gravedad

n: valor que depende del tipo de columna
 fc: resistencia del concreto del elemento

Tabla 8: Cargas por peso unitario

Carga	Unidad	Peso Unit.
Aligerado	kg/m ²	-----
acabados	kg/m ²	100
tabaquería	kg/m ²	150
vigas principales	kg/m ²	100
viga secundarias	kg/m ²	80
columnas	kg/m ²	60
sobrecarga	kg/m ²	-----

Fuente: Libro Diseño de Concreto Armado, Roberto Morales.

Bloque 1:

Se procedió a calcular el área tributaria para las columnas tomando en consideración el peso de la losa (aligerado y maciza) por carga muerta y viva para una mayor aproximación al peso real de la edificación.

Las tablas los puede observar a continuación:

Tabla 9: Áreas Tributarias del bloque 1

TIPO	A. ALIG. UNI.	A. ALIG. BID.	ÁREA TOTAL	POSICIÓN
	m ²	m ²	m ²	
C-1	6.44	0.00	6.44	esquina
C-2	7.34	10.41	17.75	externa
C-3	3.07	10.66	13.73	externa
C-4	7.34	11.26	18.60	externa

Fuente: Elaboración propia.

Aquí se calcula la correcta disposición de pesos para el cálculo teniendo en consideración la variación por peso propio:

Tabla 10: Variación de peso propio y sobrecarga para el primer piso del bloque 1

Tipo	P. alig un.	P. alig bi.	A. alig. un.	A. alig. bI.	Peso	s/c
	Kg/m ²	Kg/m ²	m ²	m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
C1	300	0.00	6.44	0.00	300.00	400.00
C2	300	310	7.34	10.41	305.90	400.00
C3	300	310	3.07	10.66	307.80	400.00
C4	300	310	7.34	11.26	306.10	400.00

Fuente: Elaboración propia.

En esta tabla se muestra los pesos de cada columna, este peso calculado es solo del primer piso puesto que en los demás cuenta con variación de peso propio y sobrecarga:

Tabla 11: Peso parcial de columnas del primer piso del bloque 1

1° PISO			
C-1 (ton)	C-2 (ton)	C-3 (ton)	C-4 (ton)
1.93	5.43	4.23	5.69
0.64	1.78	1.37	1.86
0.97	2.66	2.06	2.79
0.64	1.78	1.37	1.86
0.52	1.42	1.10	1.49
0.39	1.07	0.82	1.12
2.58	7.10	5.49	7.44
7.66	21.23	16.45	22.25

Fuente: Elaboración propia.

Aquí se calcula la correcta disposición de pesos para el cálculo teniendo en consideración la variación por peso propio y por sobrecarga:

Tabla 12: Variación del peso propio y sobrecarga para el segundo piso del bloque 1

Tipo	P. alig un.	P. alig bi	A. alig. uN.	A. alig. bI.	P. esp.	s/c
	Kg/m ²	Kg/m ²	m ²	m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
C1	300	0	6.44	0.00	300.00	200.00
C2	300	310	7.34	10.41	305.90	400.00
C3	300	310	3.07	10.66	307.80	400.00
C4	300	310	7.34	11.26	306.10	400.00

Fuente: Elaboración propia.

En esta tabla se muestra los pesos de cada columna, este peso calculado es solo del segundo piso hasta el sexto piso puesto que en séptimo piso las sobrecargas se reducen en un 50%. La antepenúltima fila hace referencia al peso parcial (por nivel) de la edificación en un área tributaria y la última fila hace referencia al peso total del segundo al sexto piso.

Tabla 13: Peso parcial de columnas del segundo piso del bloque 1

2° PISO HASTA 6° PISO			
C-1 (ton)	C-2 (ton)	C-3 (ton)	C-4 (ton)
1.93	5.43	4.23	5.69
0.64	1.78	1.37	1.86
0.97	2.66	2.06	2.79
0.64	1.78	1.37	1.86

0.52	1.42	1.10	1.49
0.39	1.07	0.82	1.12
5.96	0.00	4.45	6.04
1.29	7.10	5.49	7.44
12.34	21.23	20.90	28.29
61.69	106.13	104.50	141.43

Fuente: Elaboración propia.

Aquí se calcula la correcta disposición de pesos para el cálculo teniendo en consideración la variación por peso propio y la reducción de la carga viva según lo dispuesto en la E030 del RNE.

Tabla 14: Variación de peso propio y sobrecarga para el séptimo piso del bloque 1

Tipo	P. alig. UN.	P. ALIG. BL.	A. alig. UN.	A. ALIG. BL.	P. esp.	s/c
	Kg/m²	Kg/m²	m²	m²	Kg/m²	Kg/m²
C1	300	0	6.44	0.00	300.00	200.00
C2	300	310	7.34	10.41	305.90	200.00
C3	300	310	3.07	10.66	307.80	200.00
C4	300	310	7.34	11.26	306.10	200.00

Fuente: Elaboración propia.

Los pesos de cada columna del séptimo piso son calculados teniendo en cuenta lo dispuesto en la E030 del RNE, reduciendo a un 50% el peso por carga viva. La antepenúltima fila hace referencia al peso parcial (por nivel) de la edificación en un área tributaria y la última fila hace referencia al peso total del segundo al sexto piso.

Tabla 15: Peso parcial de columnas del séptimo piso del bloque 1

7° PISO AZOTEA			
C-1 (ton)	C-2 (ton)	C-3 (ton)	C-4 (ton)
1.93	5.43	4.23	5.69
0.64	1.78	1.37	1.86
0.97	2.66	2.06	2.79
0.64	1.78	1.37	1.86
0.52	1.42	1.10	1.49
0.39	1.07	0.82	1.12
2.21	0.00	1.65	2.23
1.29	3.55	2.75	3.72
8.58	17.68	15.35	20.76

Fuente: Elaboración propia.

Las columnas se predimensionan con $bt = P/(nxf c)$

Donde:

PG : Peso total de cargas de gravedad.
n : Valor depende del tipo de columna.
fc : Resistencia del concreto del elemento.
bt : Área de la sección de la columna.

Esta tabla nos muestra el peso total que reciben las columnas, los factores de amplificación, la resistencia del concreto lo cual nos da por resultado el área requerida en una sección en cm².

Tabla 16: Peso total, factores de amplificación y área requerida de la sección del bloque 1

Tipo	PG	x	P= x.PG	n	fc	A req
	Tn				(kg/cm ²)	(cm ²)
C-1	77.94	1.50	116.90	0.20	280.00	2087.57
C-2	145.04	1.25	181.30	0.25	280.00	2589.93
C-3	136.29	1.25	170.36	0.25	280.00	2433.75
C-4	184.43	1.25	230.54	0.25	280.00	3293.46

Fuente: Elaboración propia.

Asumir un lado de la columna b' en cm para obtener una sección de columna.

Tabla 17: Sección de columnas del bloque 1

Tipo	b' (CM)	t (CM)	t'(CM)	Sección (CM)	
C-1	25.00	83.50	85.00	25	85
C-2	30.00	86.33	90.00	30	90
C-3	30.00	81.13	85.00	30	85
C-4	30.00	109.78	110.00	30	110

Fuente: Elaboración propia.

Uniformizando secciones tenemos:

	SECCIÓN		TIPO
	cm	cm	
C1	25	85	C1
C2	30	90	C2
C3	30	85	C3
C4	30	110	C4

* La nomenclatura final de columnas de este proyecto se verá detallado en los planos finales de estructuras.

Bloque 2:

Se procedió a calcular el área tributaria para las columnas tomando en consideración el peso de la losa (aligerado y maciza) por carga muerta y viva para una mayor aproximación al peso real de la edificación.

Las tablas los puede observar a continuación:

Tabla 18: Áreas tributarias del bloque 1

TIPO	A. ALIG. U.	A. ALIG. BL.	AREA T.	POSICIÓN
	m ²	m ²	m ²	
C-1	7.69	20.90	28.59	Interna
C-2	10.78	17.97	28.75	Interna
C-3	7.69	12.81	20.50	Externa
C-4	5.95	20.94	26.89	Externa
C-5	0.00	17.97	17.97	Externa
C-6	10.88	0.00	10.88	Externa
C-7	7.69	0.00	7.69	Esquina
C-8	12.81	0.00	12.81	Esquina
C-9	0.00	14.22	14.22	Esquina
C-10	5.34	0.00	5.34	Esquina
C-11	5.34	17.00	22.34	Interna
C-12	3.64	0.00	3.64	Esquina
C-13	5.44	12.34	17.78	Externa
C-14	0.00	17.03	17.03	Externa

Fuente: Elaboración propia.

Aquí se calcula la correcta disposición de pesos para el cálculo teniendo en consideración la variación por peso propio:

Tabla 19: Variación de peso propio y sobrecarga para el primer piso del bloque 2

TIPO	P. ALIG. Un.	P. ALIG. BL.	A. ALIG. Un.	A. ALIG. BL.	P. ESP.	S/C
	Kg/m ²	Kg/m ²	m ²	m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
C1	300	310	7.69	20.90	307.31	400.00
C2	300	310	10.78	17.97	306.25	400.00
C3	300	310	7.69	12.81	306.25	400.00
C4	300	310	5.95	20.94	307.79	400.00
C5	300	310	0.00	17.97	310.00	400.00
C6	300	0	10.88	0.00	300.00	400.00
C7	300	0	7.69	0.00	300.00	400.00
C8	300	0	12.81	0.00	300.00	400.00
C9	300	310	0.00	14.22	310.00	400.00
C10	300	0	5.34	0.00	300.00	400.00
C11	300	310	5.34	17.00	307.61	400.00
C12	300	0	3.64	0.00	300.00	400.00
C13	300	310	5.44	12.34	306.94	400.00

C14	300	310	0.00	17.03	310.00	400.00
------------	-----	-----	------	-------	--------	--------

Fuente: Elaboración propia.

En esta tabla se muestra los pesos de cada columna, este peso calculado es solo del primer piso puesto que en los demás cuenta con variación de peso propio y sobrecarga:

Tabla 20: Peso parcial de columnas del primer piso del bloque 2

PRIMER PISO						
C-1 (ton)	C-2 (ton)	C-3 (ton)	C-4 (ton)	C-5 (ton)	C-6 (ton)	C-7 (ton)
8.79	8.80	6.28	8.28	5.57	3.26	2.31
2.86	2.88	2.05	2.69	1.80	1.09	0.77
4.29	4.31	3.08	4.03	2.70	1.63	1.15
2.86	2.88	2.05	2.69	1.80	1.09	0.77
2.29	2.30	1.64	2.15	1.44	0.87	0.62
1.72	1.73	1.23	1.61	1.08	0.65	0.46
11.44	0.00	11.44	11.44	11.44	11.44	11.44
34.23	22.89	27.76	32.89	25.81	20.03	17.51

C-8 (ton)	C-9 (ton)	C-10 (ton)	C-11 (ton)	C-12 (ton)	C-13 (ton)	C-14 (ton)
3.84	4.41	1.60	6.87	1.09	5.46	5.28
1.28	1.42	0.53	2.23	0.36	1.78	1.70
1.92	2.13	0.80	3.35	0.55	2.67	2.55
1.28	1.42	0.53	2.23	0.36	1.78	1.70
1.02	1.14	0.43	1.79	0.29	1.42	1.36
0.77	0.85	0.32	1.34	0.22	1.07	1.02
11.44	11.44	11.44	11.44	11.44	11.44	11.44
21.56	22.81	15.65	29.25	14.31	25.61	25.06

Fuente: Elaboración propia.

Aquí se calcula la correcta disposición de pesos para el cálculo teniendo en consideración la variación por peso propio y por sobrecarga:

Tabla 21: Variación de peso propio y sobrecarga para el segundo piso del bloque 2

TIPO	P. a. un.	P. a. bi.	A. A. u.	A. A. bi.	s/c1	s/c2	P. esp.	s/c
	Kg/m ²	Kg/m ²	m ²	m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
C1	300	310	7.69	20.90	200	400	307.31	346.20
C2	300	310	10.78	17.97	200	200	306.25	200.00
C3	300	310	7.69	12.81	200	400	306.25	324.98
C4	300	310	5.95	20.94	400	400	307.79	400.00
C5	300	310	0.00	17.97	200	200	310.00	200.00
C6	300	0	10.88	0.00	200	0	300.00	200.00
C7	300	0	7.69	0.00	200	0	300.00	200.00
C8	300	0	12.81	0.00	400	0	300.00	400.00
C9	300	310	0.00	14.22	200	200	310.00	200.00
C10	300	0	5.34	0.00	200	0	300.00	200.00

C11	300	310	5.34	17.00	200	400	307.61	352.19
C12	300	0	3.64	0.00	200	0	300.00	200.00
C13	300	310	5.44	12.34	200	200	306.94	200.00
C14	300	310	0.00	17.03	200	200	310.00	200.00

Fuente: Elaboración propia.

En esta tabla se muestra los pesos de cada columna, este peso calculado es solo del segundo piso hasta el sexto piso puesto que en séptimo piso las sobrecargas se reducen en un 50%. La antepenúltima fila hace referencia al peso parcial (por nivel) de la edificación en un área tributaria y la última fila hace referencia al peso total del segundo al sexto piso.

Tabla 22: Peso parcial de columnas del segundo piso del bloque 2

2° PISO HASTA 6° PISO					5
C-1 (ton)	C-2 (ton)	C-3 (ton)	C-4 (ton)	C-5 (ton)	C-6 (ton)
8.79	8.80	6.28	8.28	5.57	3.26
2.86	2.88	2.05	2.69	1.80	1.09
4.29	4.31	3.08	4.03	2.70	1.63
2.86	2.88	2.05	2.69	1.80	1.09
2.29	2.30	1.64	2.15	1.44	0.87
1.72	1.73	1.23	1.61	1.08	0.65
9.90	5.75	6.66	10.76	3.59	2.18
32.69	28.64	22.99	32.21	17.97	10.77
163.47	143.21	114.93	161.04	89.85	53.83

C-7 (ton)	C-8 (ton)	C-9 (ton)	C-10 (ton)	C-11 (ton)	C-14 (ton)
2.31	3.84	4.41	1.60	6.87	5.28
0.77	1.28	1.42	0.53	2.23	1.70
1.15	1.92	2.13	0.80	3.35	2.55
0.77	1.28	1.42	0.53	2.23	1.70
0.62	1.02	1.14	0.43	1.79	1.36
0.46	0.77	0.85	0.32	1.34	1.02
1.54	5.12	2.84	1.07	7.87	3.41
7.61	15.24	14.22	5.29	25.69	17.03
38.07	76.22	71.10	26.43	128.43	85.15

Fuente: Elaboración propia.

Aquí se calcula la correcta disposición de pesos para el cálculo teniendo en consideración la variación por peso propio y la reducción de la carga viva según lo dispuesto en la E030 del RNE.

Tabla 23: Variación de peso propio y sobrecarga para el séptimo piso del bloque 2

TIPO	P. alig u.	P. alig bi.	A. ALIG U.	A. ALIG bi.	P. esp.	s/c
	Kg/m²	Kg/m²	m²	m²	Kg/m²	Kg/m²

C1	300	310	7.69	20.90	307.31	200.00
C2	300	310	10.78	17.97	306.25	200.00
C3	300	310	7.69	12.81	306.25	200.00
C4	300	310	5.95	20.94	307.79	200.00
C5	0	310	0.00	17.97	310.00	200.00
C6	300	0	10.88	0.00	300.00	200.00
C7	300	0	7.69	0.00	300.00	200.00
C8	300	0	12.81	0.00	300.00	200.00
C9	0	310	0.00	14.22	310.00	200.00
C10	300	0	5.34	0.00	300.00	200.00
C11	300	310	5.34	17.00	307.61	200.00
C12	300	0	3.64	0.00	300.00	200.00
C13	300	310	5.44	12.34	306.94	200.00
C14	300	310	0.00	17.03	310.00	200.00

Fuente: Elaboración propia.

Los pesos de cada columna del séptimo piso son calculados teniendo en cuenta lo dispuesto en la E030 del RNE, reduciendo a un 50% el peso por carga viva. La antepenúltima fila hace referencia al peso parcial (por nivel) de la edificación en un área tributaria y la última fila hace referencia al peso total del segundo al sexto piso.

Tabla 24: Peso parcial de columnas del séptimo piso del bloque 2

7° PISO AZOTEA											
C-1 (ton)	C-2 (ton)	C-3 (ton)	C-4 (ton)	C-5 (ton)	C-6 (ton)	C-7 (ton)	C-8 (ton)	C-9 (ton)	C-10 (ton)	C-11 (ton)	C-14 (ton)
8.79	8.80	6.28	8.28	5.57	3.26	2.31	3.84	4.41	1.60	6.87	5.28
2.86	2.88	2.05	2.69	1.80	1.09	0.77	1.28	1.42	0.53	2.23	1.70
4.29	4.31	3.08	4.03	2.70	1.63	1.15	1.92	2.13	0.80	3.35	2.55
2.86	2.88	2.05	2.69	1.80	1.09	0.77	1.28	1.42	0.53	2.23	1.70
2.29	2.30	1.64	2.15	1.44	0.87	0.62	1.02	1.14	0.43	1.79	1.36
1.72	1.73	1.23	1.61	1.08	0.65	0.46	0.77	0.85	0.32	1.34	1.02
5.72	5.75	4.10	5.38	3.59	2.18	1.54	2.56	2.84	1.07	4.47	3.41
28.51	28.64	20.42	26.83	17.97	10.77	7.61	12.68	14.22	5.29	22.29	17.03

Fuente: Elaboración propia.

Las columnas se predimensionan con la siguiente expresión:

$$bt = P/(nxf_c)$$

Donde:

PG : Peso total de cargas de gravedad.

n : Valor depende del tipo de columna.

f_c : Resistencia del concreto del elemento.

bt : Área de la sección de la columna.

Esta tabla nos muestra el peso total que reciben las columnas, los factores de amplificación, la resistencia del concreto lo cual nos da por resultado el área requerida en una sección en cm².

Tabla 25: Peso total, factores de amplificación y área requerida de la sección del bloque 2

Tipo	PG	x	P= x.PG	n	f'c	A req.
	Tn				Kg/m ²	cm ²
C-1	226.21	1.10	248.83	0.30	280.00	2962.27
C-2	194.75	1.10	214.22	0.30	280.00	2550.24
C-3	163.11	1.25	203.88	0.25	280.00	2912.64
C-4	220.76	1.25	275.95	0.25	280.00	3942.17
C-5	133.63	1.25	167.04	0.25	280.00	2386.29
C-6	84.62	1.25	105.78	0.25	280.00	1511.16
C-7	63.19	1.50	94.78	0.20	280.00	1692.58
C-8	110.46	1.50	165.69	0.20	280.00	2958.68
C-9	108.13	1.50	162.20	0.20	280.00	2896.39
C-10	47.37	1.50	71.06	0.20	280.00	1268.95
C-11	179.97	1.10	197.97	0.30	280.00	2356.81
C-12	14.31	1.50	21.47	0.20	280.00	383.35
C-13	25.61	1.25	32.01	0.25	280.00	457.24
C-14	127.24	1.25	159.05	0.25	280.00	2272.14

Fuente: Elaboración propia.

Asumir un lado de la columna b' en cm,

Tabla 26: Sección de columnas del bloque 2

Tipo	b' (cm)	t (cm)	t'(cm)	Sección	
C-1	30.00	98.74	100.00	30	100
C-2	30.00	85.01	100.00	30	100
C-3	30.00	97.09	95.00	30	95
C-4	30.00	131.41	115.00	30	115
C-5	30.00	79.54	90.00	30	90
C-6	30.00	50.37	50.00	30	50
C-7	30.00	56.42	55.00	30	55
C-8	30.00	98.62	90.00	30	90
C-9	30.00	96.55	180.00	30	180
C-10	30.00	42.30	35.00	30	35
C-11	30.00	78.56	80.00	30	80
C-12	30.00	12.78	40.00	30	40
C-13	30.00	15.24	40.00	30	40
C-14	30.00	75.74	100.00	30	100

Fuente: Elaboración propia.

Uniformizando secciones tenemos:

	SECCIÓN		TIPO
	cm	cm	
C1	30	100	C1
C2	30	100	C1
C3	30	95	C2
C4	30	115	C3
C5	30	90	C2
C6	30	50	C4
C7	30	55	C4
C8	30	60	C5
C9	30	180	C6
C10	30	35	C7
C11	30	80	C8
C12	30	40	C7
C13	30	40	C7
C14	30	100	C1

* La nomenclatura final de columnas de este proyecto se verá detallado en los planos finales de estructuras.

4.5.3.5. Pre-dimensionamiento de placas

Hecho ya un previo análisis del comportamiento de la estructura en el programa ETABS como sistema aporticado, se estableció que las fuerzas producidas por las acciones sísmicas son incontrolables, logrando obtener derivas por encima de 0.007 de los límites de distorsión de entrepiso permitida y estipulado en el NTE E030 del RNE. Hecho ya una verificación con el programa, se procedió a predimensionar las placas. La ecuación para el cálculo aproximado de longitud de placas se detalla a continuación:

$$L_{xy} = \frac{V_{x,y}}{\Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * 0.80}$$

Donde:

$$V_{x,y} = \text{kg}$$

$$\Phi = 0.85 \text{ por corte}$$

$$f'_c = \text{kg/cm}^2$$

$$t = \text{cm}$$

Bloque 1:

a) Cálculo de la cortante basal:

a.1. Peso de la edificación:

PESO ÚLTIMO

Pu= Peso muerto X 25% peso vivo

Pu= 1,578.00 tn X 25.00% X 576.37 tn

P. Total = 1,722 tn

a.2. Parámetros sísmicos:

$$V_{x,y} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Según la NTE E030 del RNE y según el estudio de Mecánica de Suelos:

Z	U	C	S	R
0.35	1	2.5	1.2	7

Reemplazando valores:

$$V_{x,y} = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{7} * 1722 * 10^3$$

$$V_{x,y} = 226,024.00 \text{ kg}$$

$$L_{xy} = \frac{226,024.00 \text{ kg}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 25 * 0.80}$$

$$L_{xy} = 15.00 \text{ m.}$$

Se dispondrá de 15 metros de placa tanto en el eje X_X como en Y_Y simétricamente para garantizar la absorción de las fuerzas cortantes.

En el capítulo de “Análisis Sísmico” se detallarán a profundidad los parámetros sísmicos y se analizarán las irregularidades de la estructura si las tuviera.

Bloque 2:

b) Cálculo de la cortante basal:

b.1. Peso de la edificación:

PESO ÚLTIMO

Pu= Peso muerto X 25% peso vivo

$$\begin{aligned} \mathbf{Pu} &= 1,965.91 \text{ tn} \quad \times \quad 25.00\% \quad \times \quad 615.40 \text{ tn} \\ \text{P. Total} &= 2,120 \text{ tn} \end{aligned}$$

b.2. Parámetros sísmicos:

$$V_{x,y} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Según la NTE E030 del RNE y según el estudio de Mecánica de Suelos:

Z	U	C	S	R
0.35	1	2.5	1.2	7

Reemplazando valores:

$$V_{x,y} = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{7} * 2120 * 10^3$$

$$V_{x,y} = 317,964.00 \text{ kg}$$

$$L_{xy} = \frac{317,964.00 \text{ kg}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 25 * 0.80}$$

$$L_{xy} = 18.00 \text{ m.}$$

Se dispondrá de 20 metros de placa tanto en el eje X_X como en Y_Y simétricamente para garantizar la absorción de las fuerzas cortantes.

En el capítulo de “Análisis Sísmico” se detallarán a profundidad los parámetros sísmicos y se analizarán las irregularidades de la estructura si las tuviera.

4.5.3.5.1. Recálculo de dimensiones de vigas debido a acortamientos de las luces debido a las placas:

Se optó por volver a predimensionar las vigas debido al acortamiento de las luces producto de la integración de placas en toda la estructura, partes de la losa aligerada unidireccional como bidireccional descansan en las placas, dejando sin efecto al primer predimensionamiento ya que se encuentran sobre estimadas.

A continuación, se presentan las nuevas secciones:

Bloque 1:

a) Vigas principales:

PRIMER PISO				
	ln (m)	B (m)	b (m)	h (m)
VP1	1.70	1.89	0.25	0.25

VP2	6.00	5.19	0.30	0.50
VP3	5.65	3.40	0.30	0.45

RESTO DE PISOS

	ln (m)	B (m)	b (m)	h (m)
VP1	1.70	1.89	0.25	0.25
VP2	6.00	5.19	0.30	0.55
VP3	5.65	3.40	0.30	0.45

b) Vigas secundarias:

TODOS LOS PISOS

	ln (m)	B (m)	b (m)	h (m)
VS	3.50	3.40	0.25	0.30

* La nomenclatura final de vigas de este proyecto se verá detallado en los planos finales de estructuras.

Bloque 2:

a) Vigas principales:

PRIMER PISO

	ln (m)	B (m)	b´ (m)	h´ (m)
VP1	3.75	4.10	0.30	0.30
VP2	5.95	6.70	0.30	0.55
VP3	5.10	4.55	0.30	0.40
VP4	6.65	1.88	0.30	0.50
VP5	7.00	5.00	0.30	0.60
VP6	5.30	4.01	0.30	0.40
VP7	7.30	0.88	0.30	0.45
VP8	5.00	4.13	0.30	0.40
VP9	4.60	4.65	0.30	0.40
VP10	4.17	1.88	0.25	0.35

RESTO DE PISOS				
	ln (m)	B (m)	b' (m)	h' (m)
VP2'	5.95	6.70	0.30	0.57
VP3	5.10	4.55	0.30	0.44
VP5	7.00	5.00	0.30	0.63
VP8	5.00	4.13	0.30	0.41

b) Vigas secundarias:

TODOS LOS PISOS				
	ln (m)	B (m)	b' (m)	h' (m)
VS1	2.80	4.10	0.30	0.30

* La nomenclatura final de vigas de este proyecto se verá detallado en los planos finales de estructuras.

4.5.4. Análisis Sísmico Estático y Dinámico

4.5.4.1. Introducción

El análisis sísmico tiene como objetivo hacer cumplir los requisitos de la NTE E030 del RNE que hace referencia al Diseño Sismorresistente; ya sea por control de derivas, identificación de la categoría y sistema estructural, identificando irregularidades en la estructura, entre otros aspectos.

Se modeló la estructura en tres dimensiones del Hotel mediante el programa ETABS en el cual se consideró la rigidez y las propiedades inerciales elásticas del edificio. Así mismo, se asignan masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma, el cual tendrá tres grados de libertad (dos traslaciones horizontales y una rotación perpendicular a la losa).

La masa del edificio se obtuvo mediante el metrado de todos los elementos de cada piso y mediante la fórmula asignada de acuerdo a la categoría del edificio (Categoría C) en la Norma E.030, considerando el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Por otro lado, el material usado para todos los elementos fue el concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ al cual se le asignaron las siguientes características:

- Módulo de Elasticidad: $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

➤ Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$

4.5.4.2. Parámetros sísmicos

Según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente se consideraron los siguientes parámetros para determinar el espectro de diseño:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

4.5.4.2.1. Peligro sísmico (Capítulo 2 del NTE E030)

❖ Z: Factor de zona

Se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Representa una fracción de la aceleración de la gravedad. Para la presente tesis, el edificio se encuentra en el distrito de Otuzco ubicada en la zona 3.

Bloque 1 y 2:

$$Z = 0.35$$

❖ U: Factor de Uso

El edificio está destinado a hoteles, por ello pertenece a la Categoría C. El valor es el siguiente:

Bloque 1 y 2:

$$U = 1.0$$

❖ S: Parámetros de Sitio (S, T_p y T_L)

El perfil de suelo correspondiente al terreno donde está ubicado el edificio es del tipo S3 (Otuzco). Por ello:

Bloque 1 y 2:

$$S = 1.20$$

$$T_p = 1.0 \text{ seg}$$

$$T_L = 1.6 \text{ seg}$$

❖ C: Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor C por las siguientes expresiones:

Bloque 1 y 2:

- $T < T_p$ $C = 2.5$
- $T_p < T < T_L$ $C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_L}\right)$
- $T > T_L$ $C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$

Donde:

Periodo fundamental de vibración de la estructura está dada por:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

$h_n = 21.50\text{m}$ (altura del edificio)

$C_t = 60$ (concreto armado con sistema dual)

$$\Rightarrow T = \frac{21.50}{60} = 0.3583 \text{ seg.}$$

$$T < T_p$$

$$C = 2.5$$

4.5.4.2.2. Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones (Capítulo 3 de la NTE E030)

❖ **R: Coeficiente de Reducción Sísmica:** $R = R_0 * I_a * I_p$

- a) Coeficiente básico de reducción sísmica: este coeficiente se hallará en la tabla N° 7 de la NTE E030 según el sistema estructural.

Para sistemas duales: $R_0 = 7$

- b) Factores de irregularidad: Tanto en planta como en altura, algunas irregularidades se podrán apreciar directamente sobre la arquitectura mientras que otras anomalías se tendrá que verificar mediante el modelado y la obtención de datos.

Bloque 1:

No muestra irregularidades en planta y altura a primera instancia.

$$I_p = 1$$

$$I_a = 1$$

Bloque 2:

En este bloque se presenta una irregularidad en planta por esquina entrante, es por ello que se consideró lo siguiente:

$$I_p = 0.9$$

$$I_a = 1.0$$

K: Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura:

Bloque 1 y 2:

$$Si: T \leq 0.5 \Rightarrow K = 1.0$$

$$Si: T \geq 0.5 \Rightarrow K = 0.75 + 0.5T \leq 2.0$$

$$T = 0.3583$$

$$T < 0.5$$

$$K = 1.0$$

4.5.4.3. Espectro sísmico de diseño

Relación de la estructura ante la acción sísmica del suelo que la soporta

A continuación, se muestra el espectro de la estructura con los valores correspondientes:

Bloque 1:

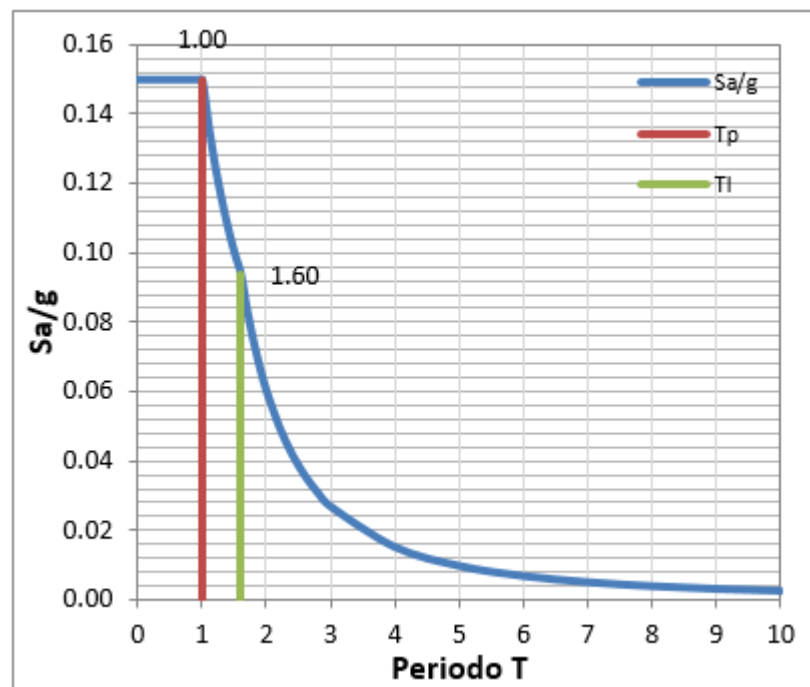


Figura 8: Espectro Sísmico de Diseño.

Bloque 2:

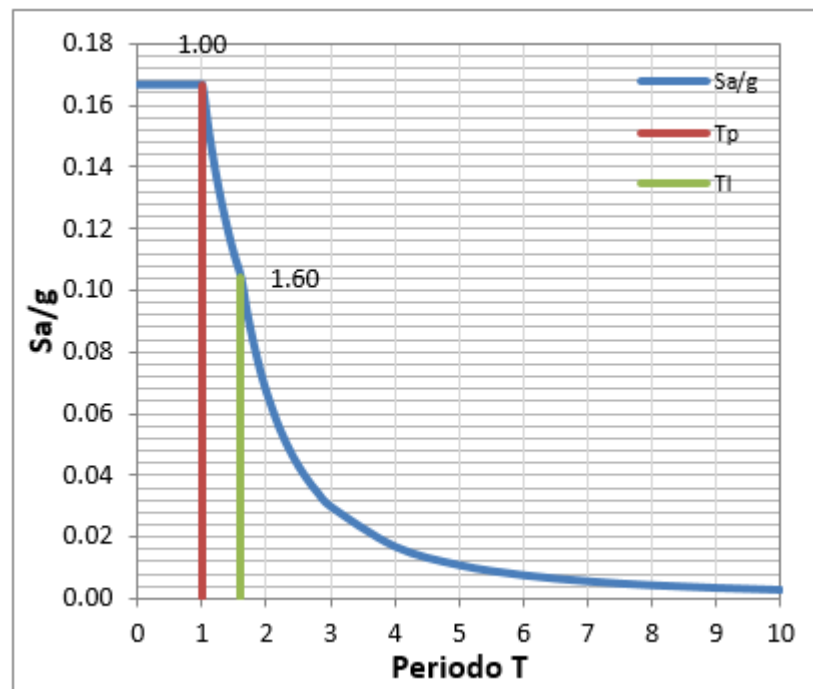


Figura 9: Espectro Sísmico de Diseño.

4.5.4.4. Espectro de velocidades y desplazamientos

Bloque 1:

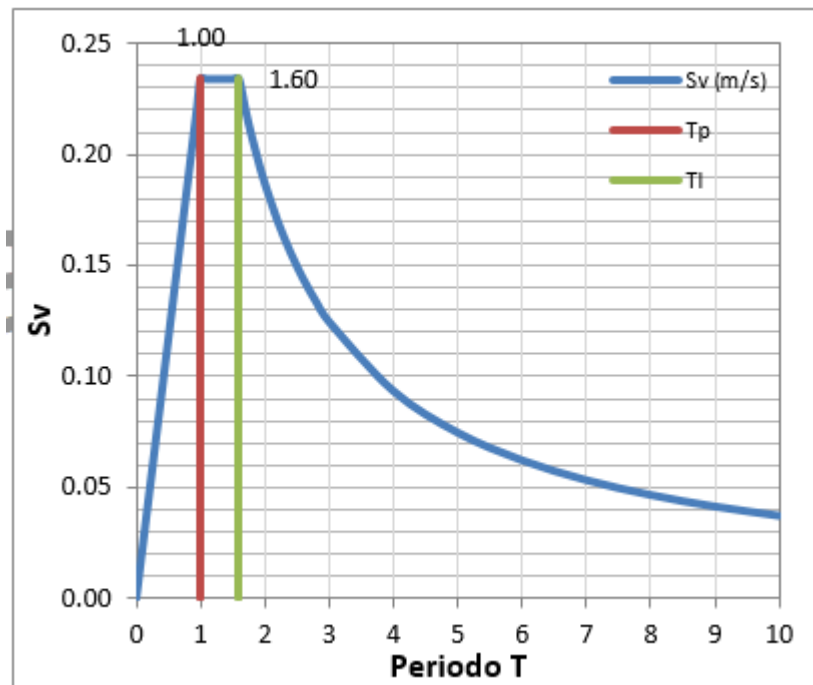


Figura 10: Espectro de velocidades del bloque 1.

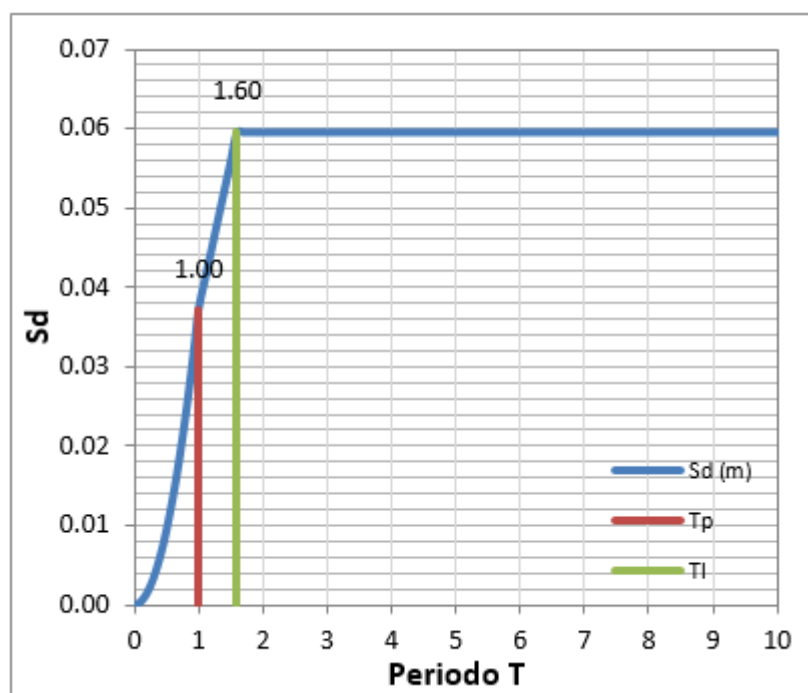


Figura 11: Espectro de desplazamientos del bloque 1.

Bloque 2:

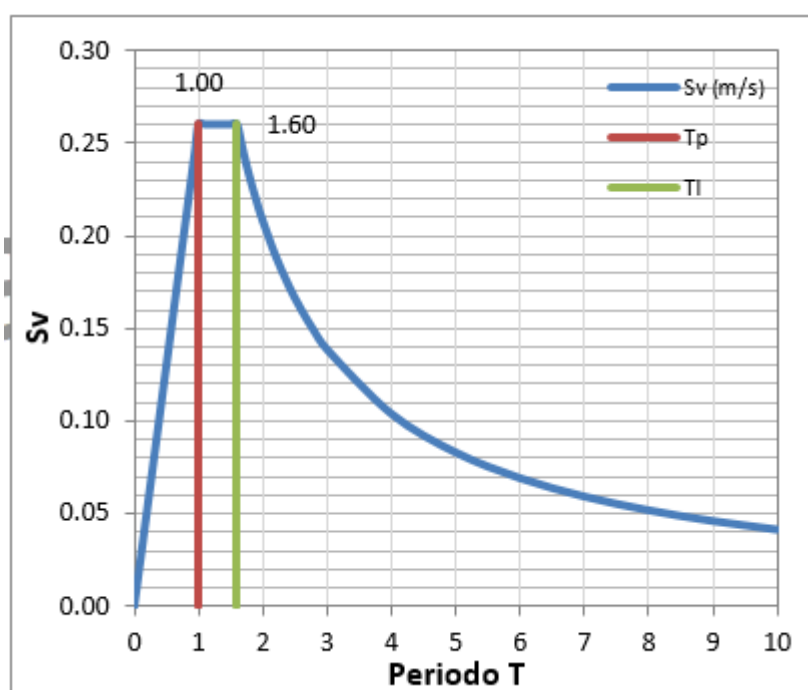


Figura 12: Espectro de velocidades del bloque 2.

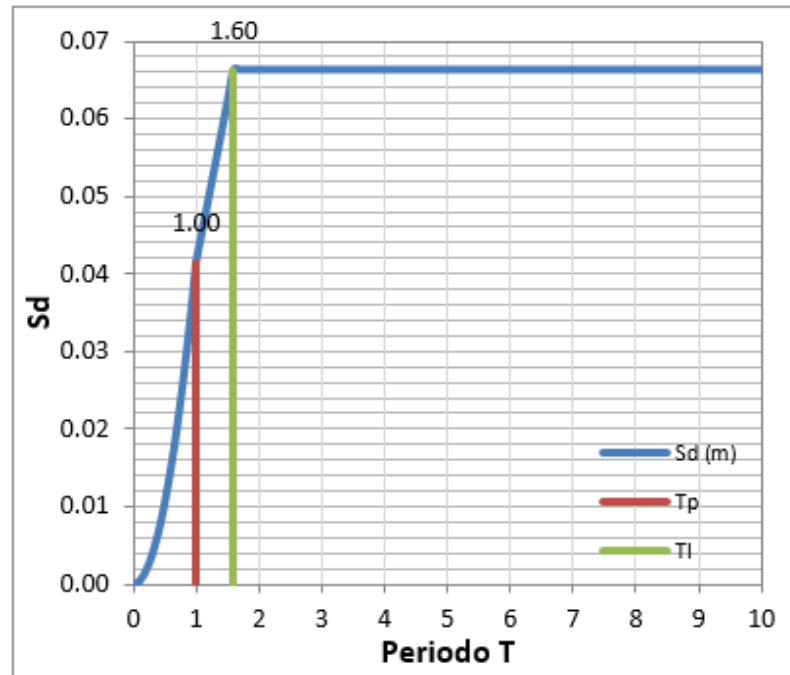


Figura 13: Espectro de desplazamientos del bloque 2.

4.5.4.5. Modelo del edificio

Para el análisis sísmico se plasmó la estructura como un sistema dual compuesto por columnas y placas unidos entre sí por medio de diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso. Además, se consideró para el modelo únicamente los elementos sismoresistente (vigas sísmicas, columnas y placas).

Se consideraron brazos rígidos en las conexiones entre vigas, columnas y placas. Así mismo, todos los apoyos en la base se consideraron como empotramientos perfectos.

Bloque 1:

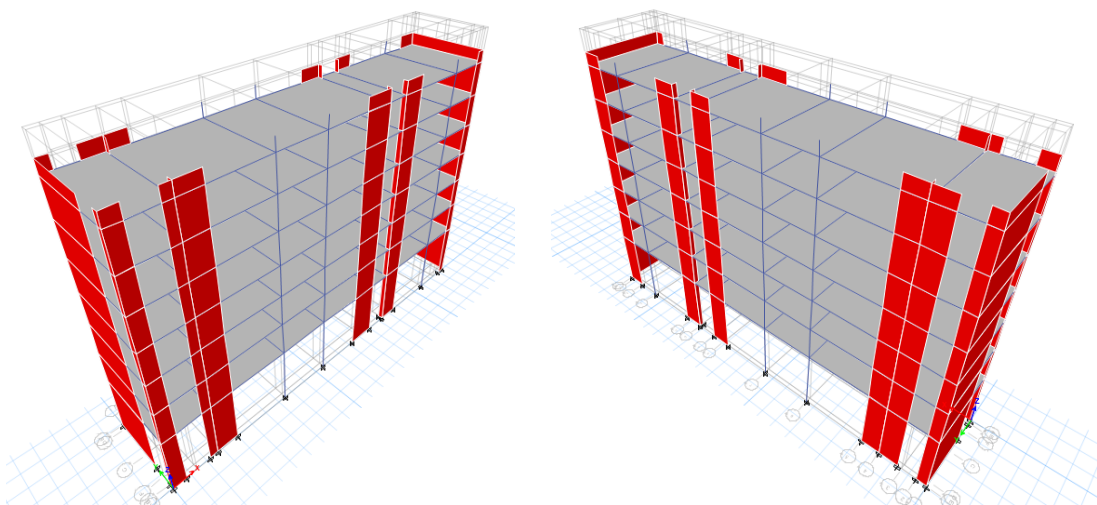


Figura 14: Modelo 3D del bloque 1.

Bloque 2:

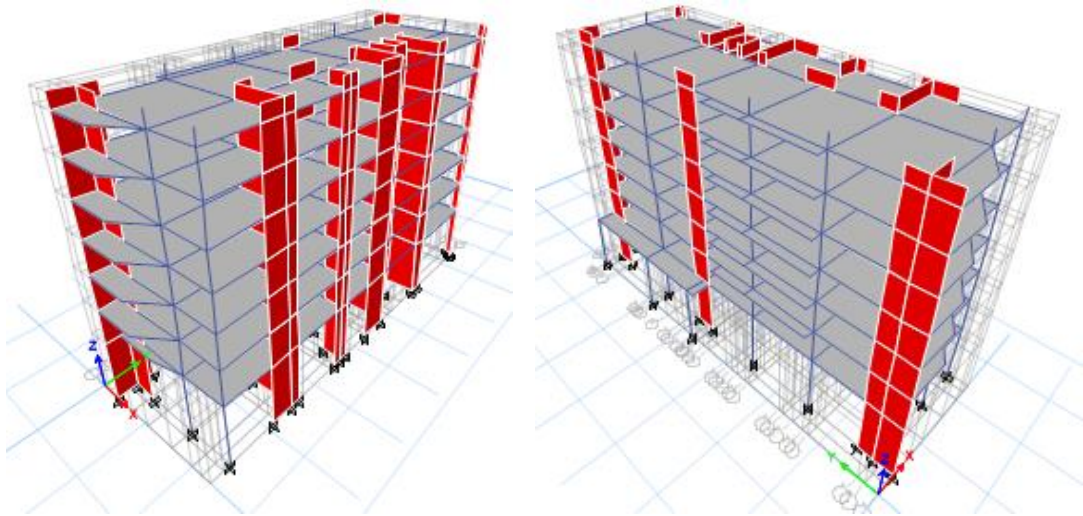


Figura 15: Modelo 3D del bloque 2.

El presente modelo es el resultado de un previo análisis sísmico estático en un sistema clasificado como sistema de pórticos; se determinó que dicho sistema no era el adecuado por los altos esfuerzos cortantes interactuando con la estructura provocando distorsiones angulares relativamente altas.

Se procedió a calcular la longitud de las placas para cada eje, dando por resultado 15 metros de placa en el bloque 1 y 18 metros de placa en el bloque 2 presentado en el sub capítulo de “Predimensionamiento de placas” siendo distribuidas uniformemente en la estructura para que puedan controlar las fuerzas cortantes y por ende las derivas sin afectas al edificio en otros aspectos como la torsión en planta, reemplazando aquellas columnas que no sumaban rigidez en la estructura.

4.5.4.6. Resultados del análisis

Se obtuvieron los siguientes resultados, logrando identificar los modos más importantes en la estructura, así como también los desplazamientos de entre piso, se analizaron los resultados y se logró corregir las irregularidades para su posterior diseño.

Según la NTE E030 capítulo 3.2. nos habla de la resistencia hacia las fuerzas cortantes en sistemas duales, esta debe de estar entre el 20% y 70%, y deben ser diseñados por lo menos con un 30% de la fuerza cortante en la base.

4.5.4.6.1. Modos y periodo de la estructura

Bloque 1:

Tabla 27: Modos de vibración del bloque 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
	sec	%	%	%	%
1	0.521	0.7982	0.0011	0.7982	0.0011
2	0.445	0.003	0.6622	0.8012	0.6632
3	0.265	0.0022	0.1037	0.8034	0.767
4	0.133	0.1307	0	0.9341	0.767
5	0.098	2.44E-05	0.1577	0.9341	0.9247
6	0.059	0.0021	0.0261	0.9362	0.9508
7	0.056	0.0378	0.0006	0.974	0.9514
8	0.042	2.2E-06	0.0309	0.974	0.9823
9	0.031	0.0158	2.66E-06	0.9898	0.9823
10	0.027	0	0.0096	0.9898	0.9919
11	0.026	0	0.0028	0.9898	0.9948
12	0.021	0.0006	0	0.9904	0.9948
13	0.02	0.0063	1.62E-05	0.9967	0.9948
14	0.02	3.08E-05	0.0035	0.9967	0.9983
15	0.017	5.7E-06	3.83E-05	0.9967	0.9983
16	0.016	0	0.0007	0.9967	0.999
17	0.016	4.63E-06	0.0005	0.9967	0.9995
18	0.015	0.0026	1.81E-06	0.9993	0.9995
19	0.014	9.05E-07	3.95E-06	0.9993	0.9995
20	0.014	4.3E-06	0.0002	0.9993	0.9997
21	0.014	0	0.0001	0.9993	0.9998

Fuente: Elaboración propia.

Como se logra apreciar, los modos de vibración reflejan que, en efecto, la estructura logra absorber en X_X un 80% de fuerza cortante, así como en el eje Y_Y un 66% en los primeros modos de vibración.

Bloque 2:

Tabla 28: Modos de vibración del bloque 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
	sec	%	%	%	%
1	0.558	0.0399	0.7188	0.0399	0.7188
2	0.506	0.1968	0.0014	0.2367	0.7202
3	0.44	0.5186	0.0666	0.7553	0.7868
4	0.139	0.0023	0.1297	0.7575	0.9165
5	0.115	0.0278	0.0049	0.7853	0.9214

6	0.096	0.1532	0.0065	0.9385	0.9279
7	0.059	0.0003	0.0398	0.9388	0.9678
8	0.049	0.0057	0.0029	0.9446	0.9706
9	0.044	6.66E-07	1.47E-05	0.9446	0.9706
10	0.043	0.0144	0.0003	0.959	0.971
11	0.04	0.0224	0.0008	0.9814	0.9717
12	0.034	6.12E-07	0.0012	0.9814	0.9729
13	0.033	4.76E-05	0.0139	0.9815	0.9868
14	0.028	0.0022	0.0021	0.9837	0.9889
15	0.026	0.0109	0.0003	0.9946	0.9893
16	0.021	1.42E-05	0.005	0.9946	0.9942
17	0.021	0	0.0003	0.9946	0.9945
18	0.019	0.0012	0.0017	0.9958	0.9963
19	0.018	0.0027	0.0003	0.9985	0.9965
20	0.017	0	0.0001	0.9985	0.9966
21	0.016	4.11E-05	8.32E-07	0.9986	0.9966

Fuente: Elaboración propia.

Como se logra apreciar, los modos de vibración reflejan que, en efecto, la estructura logra absorber en X_X un 76% de fuerza cortante, así como en el eje Y_Y un 72% en los cuatro primeros modos de vibración.

4.5.4.6.2. Desplazamientos de entre piso

De acuerdo a la NTE E030, específicamente en el capítulo 5.2, nos habla acerca de la tolerancia de las distorsiones de entre piso para cualquier material predominante. Para una estructura de concreto armado la distorsión permitida será de 0.007.

Los resultados se muestran a continuación.

Bloque 1:

Tabla 29: Derivas iniciales de entre piso X_X del bloque 1

NIVELES	DESPLAZ. ABS. XX	DESPLAZ. RELATIVO XX	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA X (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.073693	0.008363	2.7	0.003097
SEXTO PISO	0.065330	0.009439	2.7	0.003496
QUINTO PISO	0.055891	0.010658	2.7	0.003947
CUARTO PISO	0.045233	0.011562	2.7	0.004282
TERCER PISO	0.033671	0.011781	2.7	0.004363
SEGUNDO PISO	0.021890	0.011701	2.9	0.004035
PRIMER PISO	0.010189	0.010189	5.1	0.001998
Max. Deriva xx < 0.007				0.00436

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30: Derivas iniciales de entre piso Y_Y del bloque 1

NIVELES	DESPLAZ. ABS. YY	DESPLAZ. RELATIVO YY	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA Y (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.050460	0.007687	2.7	0.002847
SEXTO PISO	0.042773	0.007829	2.7	0.002900
QUINTO PISO	0.034944	0.007903	2.7	0.002927
CUARTO PISO	0.027041	0.007724	2.7	0.002861
TERCER PISO	0.019317	0.007112	2.7	0.002634
SEGUNDO PISO	0.012205	0.006497	2.9	0.002240
PRIMER PISO	0.005708	0.005708	5.1	0.001119
Max. Deriva YY < 0.007				0.00293

Fuente: Elaboración propia.

Como se logra apreciar en las tablas, las derivas a primera instancia nos muestran un buen comportamiento llegando a un máximo en X_X de 0.00436 y en Y_Y a 0.00293

Bloque 2:

Tabla 31: Derivas iniciales de entre piso X_X del bloque 2

NIVELES	DESPLAZ. ABS. XX	DESPLAZ. RELATIVO XX	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA X (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.049596	0.007658	2.7	0.002836
SEXTO PISO	0.041938	0.007823	2.7	0.002897
QUINTO PISO	0.034115	0.007851	2.7	0.002908
CUARTO PISO	0.026264	0.007606	2.7	0.002817
TERCER PISO	0.018658	0.006779	2.7	0.002511
SEGUNDO PISO	0.011879	0.00642	2.9	0.002214
PRIMER PISO	0.005459	0.005459	5.1	0.001070
Max. Deriva xx < 0.007				0.00291

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32: Derivas iniciales de entre piso Y_Y del bloque 2

NIVELES	DESPLAZ. ABS. YY	DESPLAZ. RELATIVO YY	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA Y (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.088701	0.010239	2.7	0.003792
SEXTO PISO	0.078462	0.012078	2.7	0.004473
QUINTO PISO	0.066384	0.01326	2.7	0.004911
CUARTO PISO	0.053124	0.014032	2.7	0.005197
TERCER PISO	0.039092	0.014101	2.7	0.005223
SEGUNDO PISO	0.024991	0.013464	2.9	0.004643
PRIMER PISO	0.011527	0.011527	5.1	0.002260
Max. Deriva YY < 0.007				0.00522

Fuente: Elaboración propia.

Como se logra apreciar en las tablas, las derivas a primera instancia nos muestran un buen comportamiento llegando a un máximo en X_X de 0.00291 y en Y_Y a 0.00522

4.5.4.6.3. Verificación de Irregularidades en la estructura

Se deben de comprobar las irregularidades de la estructura según lo estipulado en el RNE_E060, exactamente en 3.6. en donde se podrá estudiar y obtener criterios de cálculo para las comprobaciones necesarias.

Los cálculos correspondientes se muestran a continuación:

Bloque 1:

a) Irregularidad en Altura:

a.1. Irregularidad de rigidez (piso blando)

Existe irregularidad cuando la deriva es mayor que 1.4 veces deriva superior o que 1.25 del promedio de las 3 derivas superiores.

Los cálculos de muestran a continuación:

Tabla 33: Cumplimiento de Irregularidad de rigidez bloque 1

EJE X_X				COMPROBACIÓN			
A_A	E_E	A_A	E_E	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relativo					
0.07566	0.07240	0.00857	0.00811				
0.06709	0.06429	0.00975	0.00926	PASA	PASA		
0.05734	0.05503	0.01098	0.01048	PASA	PASA		
0.04636	0.04455	0.01188	0.01137	PASA	PASA	PASA	PASA
0.03448	0.03318	0.01208	0.01160	PASA	PASA	PASA	PASA
0.02240	0.02158	0.01198	0.01152	PASA	PASA	PASA	PASA
0.01042	0.01006	0.01042	0.01006	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE Y_Y				COMPROBACIÓN			
1_1	4_4	1_1	4_4	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relat					
0.087570	0.079623	0.013200	0.012000				
0.074370	0.067623	0.013630	0.012391	PASA	PASA		
0.060740	0.055232	0.013771	0.012518	PASA	PASA		
0.046969	0.042714	0.013481	0.012252	PASA	PASA	PASA	PASA
0.033488	0.030462	0.012433	0.011297	PASA	PASA	PASA	PASA
0.021055	0.019165	0.011320	0.010290	PASA	PASA	PASA	PASA
0.009735	0.008875	0.009735	0.008875	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE Y_Y				COMPROBACIÓN			
6_6	7_7	6_6	7_7	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relat					
0.065849	0.056996	0.009922	0.008588				
0.055927	0.048408	0.010243	0.008862	PASA	PASA		
0.045684	0.039546	0.010345	0.00895	PASA	PASA		
0.035339	0.030596	0.010121	0.00875	PASA	PASA	PASA	PASA
0.025218	0.021846	0.009328	0.008061	PASA	PASA	PASA	PASA
0.01589	0.013785	0.008503	0.007354	PASA	PASA	PASA	PASA
0.007387	0.006431	0.007387	0.006431	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE Y_Y				COMPROBACIÓN			
9_9	12_12	9_9	12_12	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relat					
0.044712	0.032966	0.006738	0.004996				
0.037974	0.027970	0.006949	0.005141	PASA	PASA		
0.031025	0.022829	0.007012	0.005164	PASA	PASA		
0.024013	0.017665	0.006849	0.005014	PASA	PASA	PASA	PASA
0.017164	0.012651	0.006301	0.004586	PASA	PASA	PASA	PASA
0.010863	0.008065	0.005755	0.004188	PASA	PASA	PASA	PASA
0.005108	0.003877	0.005108	0.003877	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE Y_Y		COMPROBACIÓN	
15_15	15_15	Deriva > 1.4 deriva sup.	Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)
m	despl. Relat		
0.028979	0.004407		
0.024572	0.004529	PASA	
0.020043	0.004539	PASA	
0.015504	0.004390	PASA	PASA
0.011114	0.004006	PASA	PASA
0.007108	0.003653	PASA	PASA
0.003455	0.003455	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

a.2. Irregularidad de resistencia (piso débil)

Existe irregularidad cuando la resistencia a la cortante de un piso es inferior al 80% de la resistencia inmediato superior.

Los cálculos se muestran a continuación:

Sismo Estático X_Y

Tabla 34: Cumplimiento de Irregularidad de resistencia para sismo estático del bloque 1

TABLE: STORY RESPONSE

STORY	Elevation m	X-Dir tonf	Y-Dir tonf	Vu > 0.8 Peso del piso adyacente sup.	
SEPTIMO PISO	21.5	45.7869	45.7869		
SEXTO PISO	18.8	102.5017	102.5017	PASA	PASA
QUINTO PISO	16.1	151.0712	151.0712	PASA	PASA
CUARTO PISO	13.4	191.4955	191.4955	PASA	PASA
TERCER PISO	10.7	223.7746	223.7746	PASA	PASA
SEGUNDO PISO	8.0	248.1299	248.1299	PASA	PASA
PRIMER PISO	5.1	263.5677	263.5677	PASA	PASA
BASE	0	263.5677	263.5677	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

Sismo Dinámico X_Y

Tabla 35: Cumplimiento de irregularidad de resistencia para sismo dinámico del bloque 1

TABLE: STORY RESPONSE

STORY	Elevation m	X-Dir tonf	Y-Dir tonf	Vu > 0.8 Peso del piso adyacente sup.	
SEPTIMO PISO	21.5	45.1441	41.8619		
SEXTO PISO	18.8	93.0148	84.2406	PASA	PASA
QUINTO PISO	16.1	132.3494	116.886	PASA	PASA
CUARTO PISO	13.4	164.1909	142.2642	PASA	PASA
TERCER PISO	10.7	188.8313	161.8191	PASA	PASA
SEGUNDO PISO	8.0	206.3161	176.1779	PASA	PASA
PRIMER PISO	5.1	215.4283	184.4085	PASA	PASA
BASE	0	215.4283	184.4085	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

a.3. Irregularidad de masa o peso

Existe irregularidad cuando la masa de un piso es 1.5 veces mayor que el peso de un piso adyacente.

Tabla 36: Cumplimiento de irregularidad de masa o peso del bloque 1

TABLE: CENTERS OF MASS AND RIGIDITY

STORY	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m	Peso > 1.5 Peso del piso adyacente sup.		Peso > 1.5 Peso del piso adyacente inf.	
PRIMER PISO	26.76	26.76		PASA		PASA
SEGUNDO PISO	26.91	26.91	PASA	PASA	PASA	PASA
TERCER PISO	26.67	26.67	PASA	PASA	PASA	PASA

CUARTO PISO	26.67	26.67	PASA	PASA	PASA	PASA
QUINTO PISO	26.67	26.67	PASA	PASA	PASA	PASA
SEXTO PISO	26.67	26.67	PASA	PASA	PASA	PASA
SEPTIMO PISO	18.83	18.83	PASA		PASA	

Fuente: Elaboración propia.

b) Irregularidad en planta

b.1. Irregularidad torsional

Existe irregularidad cuando la deriva máxima de un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento del centro de masas. Este criterio no se aplica cuando la deriva máxima de entrepiso es menor al 50% de la deriva máxima permitida. Para un sistema de concreto armado, la deriva máxima será de 0.007.

Los cálculos se muestran a continuación:

Tabla 37: Cumplimiento de irregularidad por torsión X_X del bloque 1

TABLE: STORY RESPONSE X_X

STORY	Elevation m	X-Dir m	X-Dir derivas	Story drifts Drift X	Torsión > 1.2	Comprobación
SEPTIMO PISO	2.7	0.07369	0.00310	0.00320		
SEXTO PISO	2.7	0.06533	0.00350	0.00363	1.04	SIN TORSIÓN
QUINTO PISO	2.7	0.05589	0.00395	0.00408	1.03	SIN TORSIÓN
CUARTO PISO	2.7	0.04523	0.00428	0.00441	1.03	SIN TORSIÓN
TERCER PISO	2.7	0.03367	0.00436	0.00448	1.03	SIN TORSIÓN
SEGUNDO PISO	2.9	0.02189	0.00403	0.00413	1.02	SIN TORSIÓN
PRIMER PISO	5.1	0.01019	0.00200	0.00204	1.02	SIN TORSIÓN

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla, la deriva máxima 0.00436 está por encima del 50% de 0.007, por lo cual se procedió a comprobar la irregularidad.

Tabla 38: Cumplimiento de irregularidad por torsión Y_Y del bloque 1

TABLE: STORY RESPONSE Y_Y

STORY	Elevation m	Y-Dir m	Y-Dir derivas
SEPTIMO PISO	2.7	0.05046	0.00285
SEXTO PISO	2.7	0.04277	0.00290
QUINTO PISO	2.7	0.03494	0.00293
CUARTO PISO	2.7	0.02704	0.00286
TERCER PISO	2.7	0.01932	0.00263
SEGUNDO PISO	2.9	0.01221	0.00224
PRIMER PISO	5.1	0.00571	0.00112

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla, la deriva máxima 0.00293 está por debajo del 50% de 0.007, por lo cual se ignoró el cálculo de la irregularidad debido a que la distorsión es despreciable.

Bloque 2:

c) Irregularidad en Altura

a.1. Irregularidad de rigidez (piso blando)

Existe irregularidad cuando la deriva es mayor que 1.4 veces deriva superior o que 1.25 del promedio de las 3 derivas superiores.

Los cálculos se muestran a continuación:

Tabla 39: Cumplimiento de Irregularidad de rigidez bloque 2

EJE X_X				COMPROBACIÓN			
C_C	F_F	C_C	F_F	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relat					
0.078616	0.063939	0.011556	0.009540				
0.067060	0.054399	0.012042	0.009894	PASA	PASA		
0.055018	0.044505	0.012276	0.010030	PASA	PASA		
0.042742	0.034475	0.012081	0.009814	PASA	PASA	PASA	PASA
0.030661	0.024661	0.011232	0.009104	PASA	PASA	PASA	PASA
0.019429	0.015557	0.010403	0.008319	PASA	PASA	PASA	PASA
0.009026	0.007238	0.009026	0.007238	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE X_X				COMPROBACIÓN			
K_K	R_R	K_K	R_R	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relat					
0.050807	0.058697	0.007774	0.008867				
0.043033	0.049830	0.008016	0.009187	PASA	PASA		
0.035017	0.040643	0.008050	0.009270	PASA	PASA		
0.026967	0.031373	0.007807	0.009040	PASA	PASA	PASA	PASA
0.019160	0.022333	0.007165	0.008336	PASA	PASA	PASA	PASA
0.011995	0.013997	0.006456	0.007550	PASA	PASA	PASA	PASA
0.005539	0.006447	0.005539	0.006447	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE X_X				COMPROBACIÓN			
W_W	Z'_Z'	W_W	Z'_Z'	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relat					
0.059565	0.078037	0.008986	0.011532				
0.050579	0.066505	0.009315	0.012036	PASA	PASA		
0.041264	0.054469	0.009404	0.012246	PASA	PASA		
0.031860	0.042223	0.009175	0.012047	PASA	PASA	PASA	PASA

0.022685	0.030176	0.008466	0.011203	PASA	PASA	PASA	PASA
0.014219	0.018973	0.007670	0.010240	PASA	PASA	PASA	PASA
0.006549	0.008733	0.006549	0.008733	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE Y_Y				COMPROBACIÓN			
3_3	6_6	3_3	6_6	Deriva > 1.4 deriva sup.		Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)	
m	m	despl. Relat					
0.083405	0.090430	0.010253	0.010990				
0.073152	0.079440	0.011359	0.012220	PASA	PASA		
0.061793	0.067220	0.012419	0.013410	PASA	PASA		
0.049374	0.053810	0.013097	0.014200	PASA	PASA	PASA	PASA
0.036277	0.039610	0.013003	0.014150	PASA	PASA	PASA	PASA
0.023274	0.025460	0.012596	0.013770	PASA	PASA	PASA	PASA
0.010678	0.011690	0.010678	0.011690	PASA	PASA	PASA	PASA

EJE Y_Y		COMPROBACIÓN	
9_9	9_9	Deriva > 1.4 deriva sup.	Deriva > 1.25*(3 deriva sup.)
m	despl. Relat		
0.098591	0.013734		
0.084857	0.013056	PASA	
0.071801	0.014336	PASA	
0.057465	0.015169	PASA	PASA
0.042296	0.015109	PASA	PASA
0.027187	0.014698	PASA	PASA
0.012489	0.012489	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

a.2. Irregularidad de resistencia (piso débil)

Existe irregularidad cuando la resistencia a la cortante de un piso es inferior al 80% de la resistencia inmediato superior.

Los cálculos se muestran a continuación:

Sismo Estático X_Y

Tabla 40: Cumplimiento de Irregularidad de resistencia para sismo estático del bloque 2

TABLE: STORY RESPONSE				
STORY	Elevation m	X-Dir tonf	Y-Dir tonf	Vu > 0.8 Peso del piso adyacente sup.
SEPTIMO PISO	21.5	7.78	7.78	
SEXTO PISO	18.8	37.95	37.95	PASA PASA
QUINTO PISO	16.1	67.63	67.63	PASA PASA
CUARTO PISO	13.4	84.27	84.27	PASA PASA
TERCER PISO	10.7	151.57	151.57	PASA PASA
SEGUNDO PISO	8.0	200.47	200.47	PASA PASA

PRIMER PISO	5.1	236.04	236.04	PASA	PASA
BASE	0	236.04	236.04	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

Sismo Dinámico X_Y

Tabla 41: Cumplimiento de Irregularidad de resistencia para sismo dinámico del bloque 2

TABLE: STORY RESPONSE

STORY	Elevation m	X-Dir tonf	Y-Dir tonf	Vu > 0.8 Peso del piso adyacente sup.	
SEPTIMO PISO	21.5	4.0306	4.1974		
SEXTO PISO	18.8	64.8744	69.3657	PASA	PASA
QUINTO PISO	16.1	122.7008	134.5946	PASA	PASA
CUARTO PISO	13.4	166.8934	187.5488	PASA	PASA
TERCER PISO	10.7	201.2554	230.1344	PASA	PASA
SEGUNDO PISO	8.0	228.0008	262.9632	PASA	PASA
PRIMER PISO	5.1	247.0252	285.3226	PASA	PASA
BASE	0	259.6241	298.7765	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

a.3. Irregularidad de masa o peso

Existe irregularidad cuando la masa de un piso es 1.5 veces mayor que el peso de un piso adyacente.

Tabla 42: Cumplimiento de irregularidad de masa o peso del bloque 2

TABLE: CENTERS OF MASS AND RIGIDITY

STORY	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m	Peso > 1.5 Peso del piso adyacente sup.		Peso > 1.5 Peso del piso adyacente inf.	
PRIMER PISO	38.21	38.21		PASA		PASA
SEGUNDO PISO	32.87	32.87	PASA	PASA	PASA	PASA
TERCER PISO	34.85	34.85	PASA	PASA	PASA	PASA
CUARTO PISO	34.85	34.85	PASA	PASA	PASA	PASA
QUINTO PISO	34.85	34.85	PASA	PASA	PASA	PASA
SEXTO PISO	34.85	34.85	PASA	PASA	PASA	PASA
SEPTIMO PISO	27.70	27.70	PASA		PASA	

Fuente: Elaboración propia.

a.3. Irregularidad geométrica vertical

Existe irregularidad cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente.

X_X 12.05 10.30 PASA 1

d) Irregularidad en planta

b.1. Irregularidad torsional

Existe irregularidad cuando la deriva máxima de un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento del centro de masas. Este criterio no se aplica cuando la deriva máxima de entrepiso es menor al 50% de la deriva máxima permitida. Para un sistema de concreto armado, la deriva máxima será de 0.007.

Los cálculos se muestran a continuación:

Tabla 43: Cumplimiento de irregularidad por torsión X_X del bloque 2

TABLE: STORY RESPONSE X_X			
STORY	Elevation m	X-Dir m	X-Dir derivas
SEPTIMO PISO	2.7	0.05636	0.00322
SEXTO PISO	2.7	0.04766	0.00329
QUINTO PISO	2.7	0.03878	0.00330
CUARTO PISO	2.7	0.02986	0.00320
TERCER PISO	2.7	0.02122	0.00294
SEGUNDO PISO	2.9	0.01329	0.00244
PRIMER PISO	5.1	0.00621	0.00122

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla, la deriva máxima 0.0033 está por debajo del 50% de 0.007, por lo cual se ignoró el cálculo de la irregularidad debido a que la distorsión es despreciable.

Tabla 44: Cumplimiento de irregularidad por torsión Y_Y del bloque 2

TABLE: STORY RESPONSE Y_Y						
STORY	Elevation m	Y-Dir m	Y-Dir derivas	Story drifts Drift Y	Torsión > 1.2	Comprobación
SEPTIMO PISO	2.7	0.08891	0.00380	0.004495		
SEXTO PISO	2.7	0.07866	0.00448	0.004879	1.09	SIN TORSIÓN
QUINTO PISO	2.7	0.06656	0.00492	0.005348	1.09	SIN TORSIÓN
CUARTO PISO	2.7	0.05327	0.00521	0.005648	1.08	SIN TORSIÓN
TERCER PISO	2.7	0.03921	0.00519	0.005620	1.08	SIN TORSIÓN
SEGUNDO PISO	2.9	0.02520	0.00470	0.005088	1.08	SIN TORSIÓN
PRIMER PISO	5.1	0.01157	0.00227	0.002459	1.08	SIN TORSIÓN

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla, la deriva máxima 0.00521 está por encima del 50% de 0.007, por lo cual se procedió a comprobar la irregularidad.

b.2. Esquinas entrantes

Existe irregularidad cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones sean mayores al 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

X_X	12.05	1.75	PASA	1
Y_Y	32.50	16.63	ESQ. ENTRANTE	0.90

b.3. Discontinuidad del diafragma

Existe irregularidad cuando la abertura del diafragma supera un 50% del área bruta del diafragma.

A. total	A. abertura	COMPROBACIÓN
330.89	40.14	PASA

e) Resumen

Para el primer bloque no se requerirá volver a analizar debido a que no se encontró irregularidades, por ende, las distorsiones angulares son correctas.

Para el segundo bloque se deberá recalculer el coeficiente de reducción sísmica si se encontraran más irregulares de las ya consideradas inicialmente en el análisis con el fin de obtener nuevas distorsiones angulares.

Los resultados serán los siguientes:

4.5.4.6.4. Verificación de desplazamientos de entre piso

Bloque 1:

Tabla 45: Derivas finales de entre piso X_X del bloque 1

NIVELES	DESPLAZ. ABS. XX	DESPLAZ. RELATIVO XX	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA X (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.073693	0.008363	2.7	0.003097
SEXTO PISO	0.065330	0.009439	2.7	0.003496
QUINTO PISO	0.055891	0.010658	2.7	0.003947
CUARTO PISO	0.045233	0.011562	2.7	0.004282
TERCER PISO	0.033671	0.011781	2.7	0.004363
SEGUNDO PISO	0.021890	0.011701	2.9	0.004035
PRIMER PISO	0.010189	0.010189	5.1	0.001998
Max. Deriva xx < 0.007				0.00436

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46: Derivas finales de entre piso Y_Y del bloque 1

NIVELES	DESPLAZ. ABS. YY	DESPLAZ. RELATIVO YY	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA Y (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.050460	0.007687	2.7	0.002847
SEXTO PISO	0.042773	0.007829	2.7	0.002900
QUINTO PISO	0.034944	0.007903	2.7	0.002927
CUARTO PISO	0.027041	0.007724	2.7	0.002861
TERCER PISO	0.019317	0.007112	2.7	0.002634
SEGUNDO PISO	0.012205	0.006497	2.9	0.002240
PRIMER PISO	0.005708	0.005708	5.1	0.001119
<i>Max. Deriva xx < 0.007</i>				0.00293

Fuente: Elaboración propia.

Bloque 2:

Tabla 47: Derivas finales de entre piso X_X del bloque 2

NIVELES	DESPLAZ. ABS. XX	DESPLAZ. RELATIVO XX	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA X (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.049596	0.007658	2.7	0.002836
SEXTO PISO	0.041938	0.007823	2.7	0.002897
QUINTO PISO	0.034115	0.007851	2.7	0.002908
CUARTO PISO	0.026264	0.007606	2.7	0.002817
TERCER PISO	0.018658	0.006779	2.7	0.002511
SEGUNDO PISO	0.011879	0.00642	2.9	0.002214
PRIMER PISO	0.005459	0.005459	5.1	0.001070
<i>Max. Deriva xx < 0.007</i>				0.00291

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48: Derivas finales de entre piso Y_Y del bloque 2

NIVELES	DESPLAZ. ABS. YY	DESPLAZ. RELATIVO YY	H(ALTURA) ESTREPISO	DERIVA Y (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.088701	0.010239	2.7	0.003792
SEXTO PISO	0.078462	0.012078	2.7	0.004473
QUINTO PISO	0.066384	0.01326	2.7	0.004911
CUARTO PISO	0.053124	0.014032	2.7	0.005197
TERCER PISO	0.039092	0.014101	2.7	0.005223
SEGUNDO PISO	0.024991	0.013464	2.9	0.004643
PRIMER PISO	0.011527	0.011527	5.1	0.002260
<i>Max. Deriva YY < 0.007</i>				0.00522

Fuente: Elaboración propia.

4.5.4.6.5. Factor de amplificación para el cortante dinámico

De acuerdo a lo convenido para la fuerza cortante mínima en la NTE E030, exactamente en 4.6.4. Explica que no deberá de ser menor que el 80% de la fuerza

cortante calculada en la base del edificio en estructuras regulares, para estructuras irregulares no deberá ser menor que el 90% del análisis estático.

Los resultados son los siguientes:

Bloque 1:

Tabla 49: Reacciones en la base del bloque 1

TABLE: Base Reactions		
Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
Sismo Est. X + ex acc	263.57	0.00
Sismo Est. Y + ex acc	0.00	263.57
Sismo Dinam X Max	215.43	12.73
Sismo Dinam Y Max	12.73	184.41

Fuente: Elaboración propia.

V basal din x	215.43 Tn	V basal din y	184.41 Tn
V basal est x	263.57 Tn	V basal est y	263.57 Tn
<i>FACTOR ESCALA X</i>	1.10	<i>FACTOR ESCALA Y</i>	1.29

Bloque 2:

Tabla 50: Reacciones en la base del bloque 2

TABLE: Base Reactions		
Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
Sismo Est. X + ex acc	212.4394	0
Sismo Est. Y + ex acc	0	236.0438
Sismo Dinam X Max	233.6617	85.5375
Sismo Dinam Y Max	95.0417	298.7765

Fuente: Elaboración propia.

V basal din x	233.66 Tn	V basal din y	298.78 Tn
V basal est x	212.44 Tn	V basal est y	236.05 Tn
<i>FACTOR ESCALA X</i>	1.0	<i>FACTOR ESCALA Y</i>	1.0

4.5.4.6.6. Junta de Separación Sísmica

De acuerdo a la NT E030, en el capítulo 5.3, establece lo siguiente:

Para el bloque 1:

Junta Sísmica

$$s = 0.006 * h > 3 \text{ cm} \quad 19.50 \text{ m} \quad 11.70 \text{ cm}$$

Consiguientemente, la Norma E.030 establece que el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, una distancia no menor que $2/3$ del desplazamiento máximo ni menor que $s/2$.

$$2/3 * \text{Despl. Max.} \quad 5.05 \text{ cm} \quad 3.37 \text{ cm}$$

$$1/2 * \text{ junta sísmica} \quad 11.70 \text{ cm} \quad 5.85 \text{ cm}$$

Por último, se obtiene que el edificio se separará de los límites de propiedad de edificaciones vecinas 5.85 cm en el eje Y-Y

Para el bloque 2:

Junta Sísmica

$$s = 0.006 * h > 3 \text{ cm} \quad 19.50 \text{ m} \quad 11.70 \text{ cm}$$

Consiguientemente, la Norma E.030 establece que el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, una distancia no menor que $2/3$ del desplazamiento máximo ni menor que $s/2$.

$$2/3 * \text{Despl. Max.} \quad 8.87 \text{ cm} \quad 5.91 \text{ cm}$$

$$1/2 * \text{ junta sísmica} \quad 11.70 \text{ cm} \quad 5.85 \text{ cm}$$

Por último, se obtiene que el edificio se separará de los límites de propiedad de edificaciones vecinas 6.0 cm en el eje Y-Y

*El análisis se realizó para el eje en Y, ya que los edificios están propensos a colisionar.

4.5.4.6.7. Control de efectos de segundo orden (P-Delta)

El incremento de más del 10% de las fuerzas internas se producen debido a los factores de escalamiento, es por ello que la NT E030 define un coeficiente de estabilidad Q, de ser mayor a 0.1 será necesario realizar el análisis de efectos de segundo orden.

La norma no limita el desplazamiento máximo de las edificaciones, utiliza la deriva de entrepiso para controlarla de manera indirecta, siendo este valor menor a 0.007 para edificios de concreto armado. Para el caso de nuestro proyecto las máxima derivas obtenidas.

Para el bloque 1 las derivas máximas que se obtuvo para la dirección X es de 0.00436 y en la dirección Y es de 0.00293

Para el bloque 2 las derivas máximas que se obtuvo para la dirección X es de 0.00291 y en la dirección Y es de 0.00522

Por lo tanto, se está cumpliendo con las exigencias establecidas en la norma para las derivas.

Donde:

N_i = Fuerza Axial de entrepiso.

Δi = Desplazamiento de entrepiso.

V_i = Fuerza cortante de entrepiso.

h_{ei} = Altura de entrepiso.

R = Factor de reducción sísmica.

Bloque 1:

Tabla 51: Derivas máximas de entre piso del bloque 1

NIVELES	DERIVA X (Drel /h)	DERIVA Y (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.003097	0.002847
SEXTO PISO	0.003496	0.002900
QUINTO PISO	0.003947	0.002927
CUARTO PISO	0.004282	0.002861
TERCER PISO	0.004363	0.002634
SEGUNDO PISO	0.004035	0.002240
PRIMER PISO	0.001998	0.001119
<i>Máxima Deriva</i>	0.004360	0.002930

Fuente: Elaboración propia.

Bloque 2:

Tabla 52: Derivas máximas de entre piso del bloque 2

NIVELES	DERIVA X (Drel /h)	DERIVA Y (Drel /h)
SEPTIMO PISO	0.002836	0.003792
SEXTO PISO	0.002897	0.004473
QUINTO PISO	0.002908	0.004911
CUARTO PISO	0.002817	0.005197
TERCER PISO	0.002511	0.005223
SEGUNDO PISO	0.002214	0.004643
PRIMER PISO	0.001070	0.002260
Máxima Deriva	0.002910	0.005220

Fuente: Elaboración propia.

Como vemos, se obtiene valores de muy lejanos a 0.1, por lo tanto, según lo dispuesto en la Norma E.060 no es necesario tomar en cuenta los efectos de segundo orden en el análisis. En este tema se ahondará en el Capítulo 9 referente al diseño de columnas.

4.6. Diseño Estructural

4.6.1. Datos Generales

Tabla 53: Detalle de varillas de acero de construcción.

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS COMERCIALES		
Ø (plg)	Ø (cm)	Área (mm ²)
3/8	0.95	71
1/2	1.27	129
5/8	1.59	200
3/4	1.91	284
1	2.54	510
1 1/8	2.86	645
1 1/4	3.18	819

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$F'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\phi = 0.9$$

$$A_s = \frac{0.85f'_c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

4.6.2. Diseño de Losa Aligerada unidireccional

Datos:

$$e. \text{ losa} = 0.20\text{m} \quad dt = 0.17\text{m} \quad \epsilon_t = 0.009$$

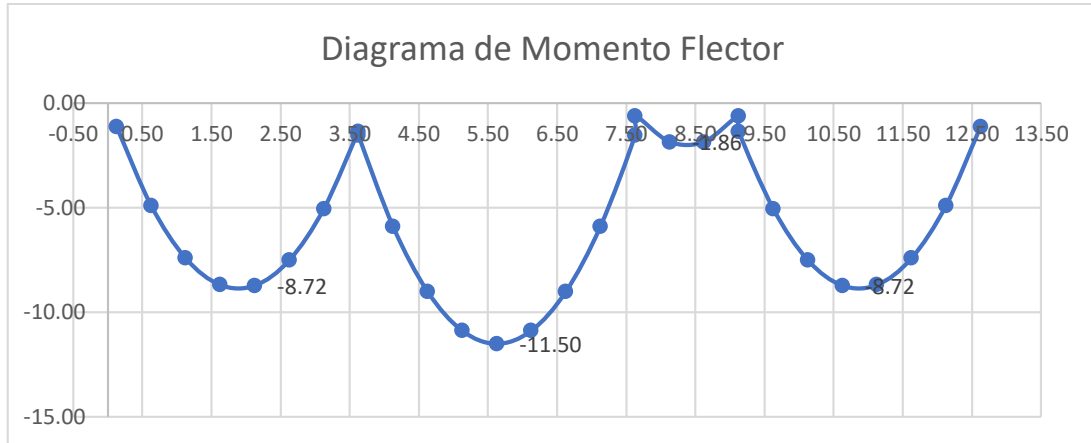


Figura 16: Diagrama de momentos flectores para losa aligerada unidireccional.

4.6.2.1. Diseño por Flexión

Para el cálculo de la losa aligerada unidireccional se tomará por criterio los momentos más críticos.

Cálculo del acero requerido:

$$A_s = \frac{0.85f'_c b.d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi.f'_c b.d^2}} \right]$$

Mu (-)	0.00	0.00	KN-m
Mu (+)	11.50		
As rq. (-)	0.00	0.00	mm²
As req. (+)	271		

Cálculo de bastones:

Para acero negativo

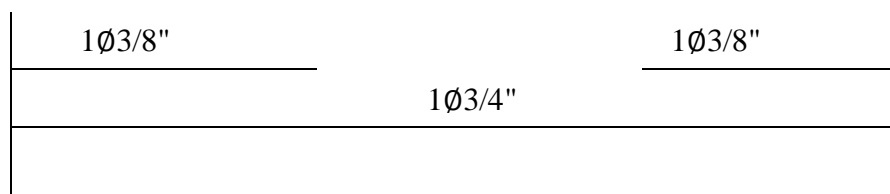
$$\text{As. Bastones: } 1\emptyset 3/8" = 71 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 1\emptyset 3/8" = 71 \text{ mm}^2$$

Para acero positivo

As. Bastones: 271

$$1\emptyset 3/4" = 284 \text{ mm}^2$$



4.6.2.2. Diseño por Corte

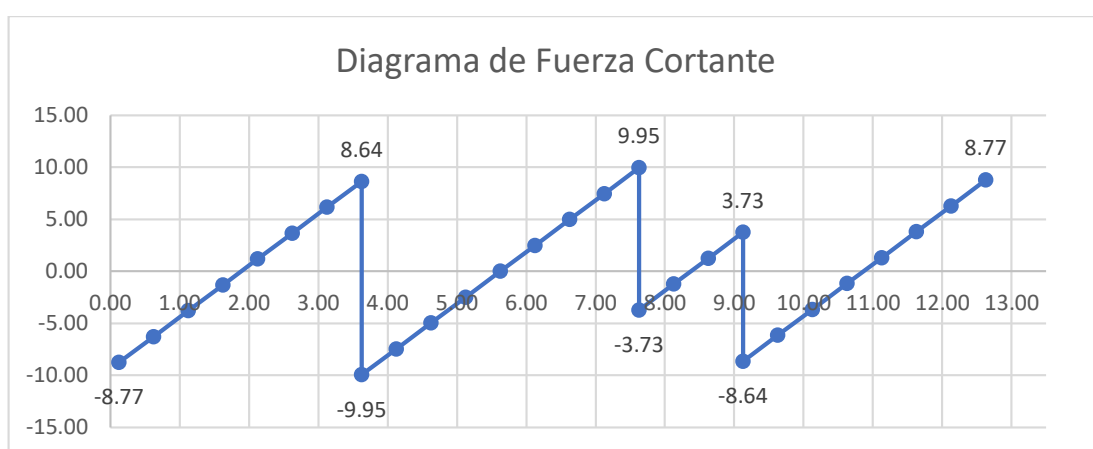


Figura 17: Diagrama de fuerza cortante para losa aligerada unidireccional.

Cumplimiento:

$$\phi V_c > V_u$$

De acuerdo la NTE E060, capítulo 8.11.8, redacta que se debe incrementar un

10% más a la calculada, señalado en el capítulo 11 de la presente norma.

$$\phi V_c = \phi 0.17 * \sqrt{f'_c} * b * dt * 1.10 * 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.17 * \sqrt{28} * .10 * .18 * 1.10 * 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 14.30 \text{ KN}$$

$$14.30 \text{ KN} > 9.95 \text{ KN}$$

OK

4.6.2.3. Refuerzo por temperatura

Para el refuerzo por temperatura se asignará de acuerdo a la NTE E060 dando como cuantía mínima 0.0018, colocándose en la losa superior del aligerado.

La altura de la losa será de 0.05 m, se calculará el acero temperatura por 1 metro de ancho.

$$A_{st} = 0.0018 * 1000\text{mm} * 50\text{mm} = 90 \text{ mm}^2$$

Se colocará barras de fierro corrugado Φ 1/4" @ 25 cm.

4.6.2.4. Corte o doblado del refuerzo

En todo el tramo de la losa existen zonas en donde no es necesario colocar acero de refuerzo, a manera de optimizar el diseño se opta por poner la mitad del área de acero requerido y agregar lo faltante con la finalidad de cortar las varillas para tener bastones teniendo en cuenta las recomendaciones siguientes:

- El refuerzo deberá extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d o 12db; la que sea mayor (artículo 12.11 norma E.060).
- 1/3 de la luz libre para los bastones negativos en apoyos interiores y 1/5 en apoyos exteriores.
- Para el refuerzo negativo se identificó el punto de inflexión del diagrama de momentos flectores y se extendió d o 12db con la finalidad de obtener la longitud de desarrollo correcta.

4.6.3. Diseño de Losa Aligerada bidireccional

El diseño de la losa bidireccional se diseñó debido a que la relación $L1/L2$ era menor a 2. Se usó el programa ETABS para el cálculo de los momentos y el acero en conjunto con la norma del ACI 318-14.

Los resultados debido al análisis se detallan a continuación:

4.6.3.1. Control de deflexiones

Según la E060, capítulo 9, las deflexiones máximas permisibles deben estar por debajo de $l_n/480$ para losas con elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes.

La deflexión máxima permitida según norma entonces será:

$$\delta = \frac{ln}{480} = \frac{6.55}{480} = 0.014 \text{ m.}$$

La losa se idealizo y modelo en el programa ETABS, logrando obtener las deflexiones máximas del elemento:

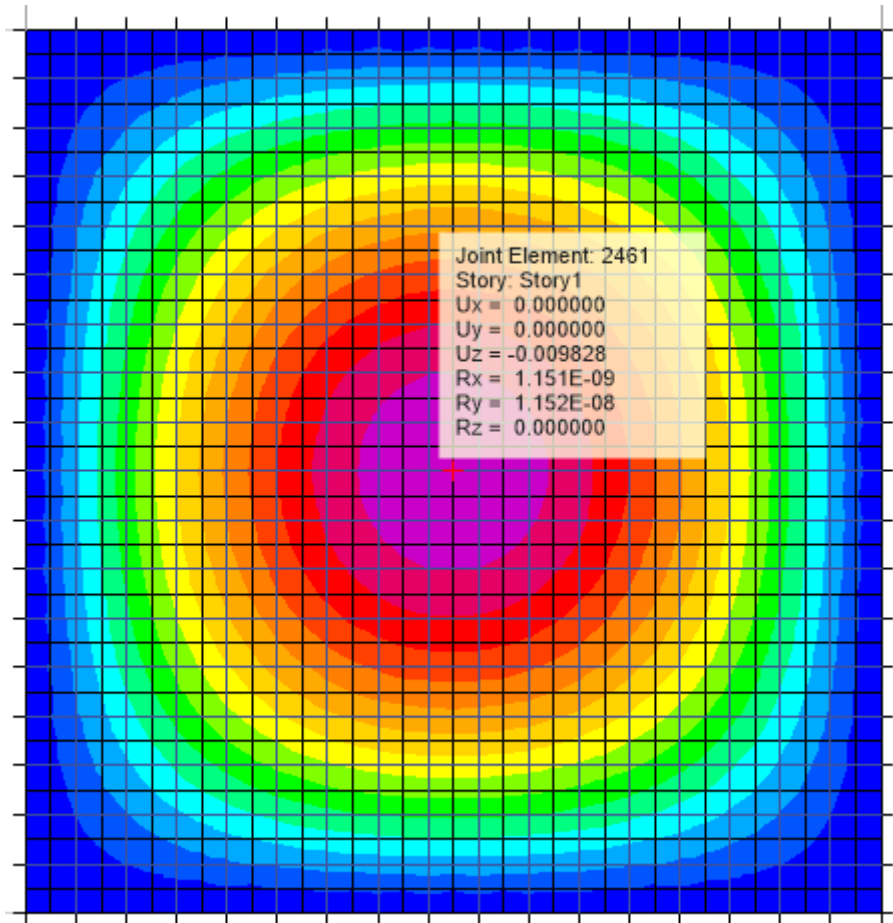


Figura 18: Desplazamientos verticales de losa bidireccional

La deflexión de la losa resulto ser de 0.0098 m. estando por debajo de la máxima permitida. El peralte máximo de la losa resulto ser de 30 cm.

4.6.3.2. Diseño por Flexión

Los diagramas de momentos flectores obtenidos del programa nos sirvieron para calcular el acero requerido para la losa.

❖ Diagrama de momento flector

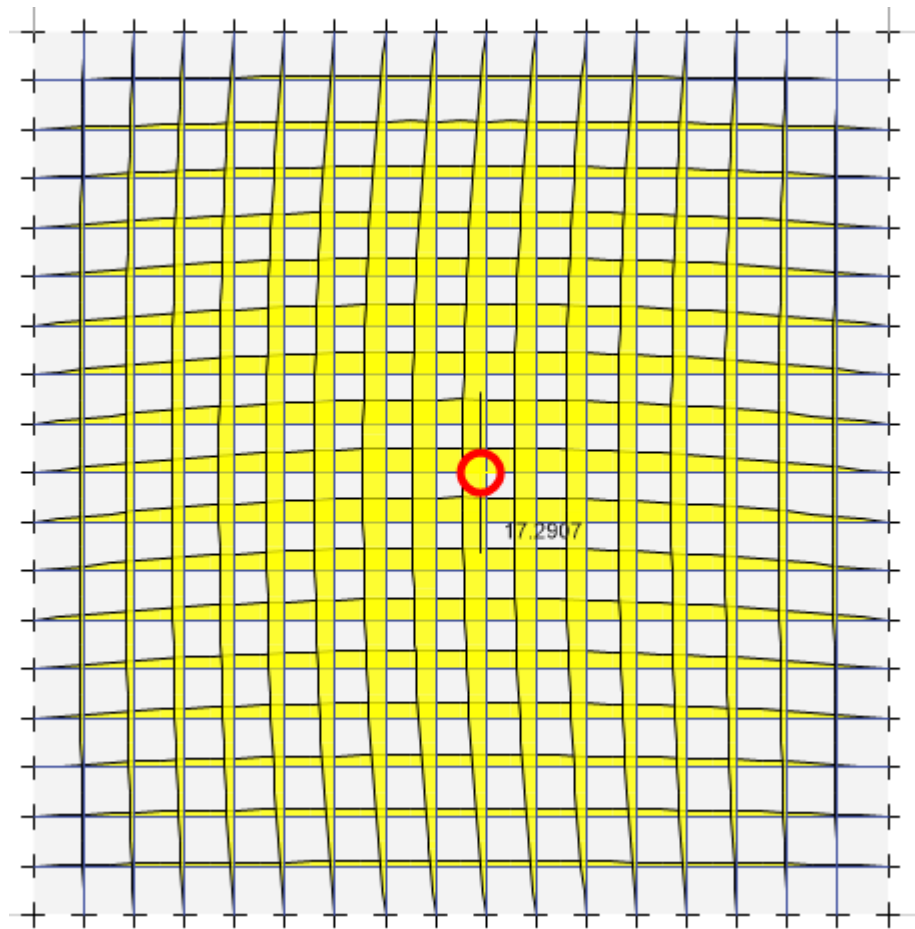


Figura 19: Diagrama de momento flector para losa bidireccional.

El valor máximo de momento en X_X será de 17.36 KN-m, mientras que en Y_Y logra alcanzar un máximo de 16.01 KN-m.

❖ Diagrama de acero requerido

El área máxima de acero para el momento 17.36 en X_X será de 203 mm², mientras que en Y_Y logra alcanzar un área de acero de 187 mm².

➤ Acero colocado:

Para el refuerzo negativo se consideró acero de $\emptyset 3/8 = 71\text{mm}^2$ para ambos lados.

Para el refuerzo positivo se consideró acero de $\emptyset 1/2 + \emptyset 3/8 = 200\text{mm}^2$. El refuerzo se asignará de acuerdo al diagrama de momentos, en donde el

máximo momento será el que obtenga un refuerzo de $\emptyset 1/2 + \emptyset 3/8$ y el mínimo momento contará con solo acero de $\emptyset 1/2$.

El diagrama con acero mínimo se presenta a continuación:

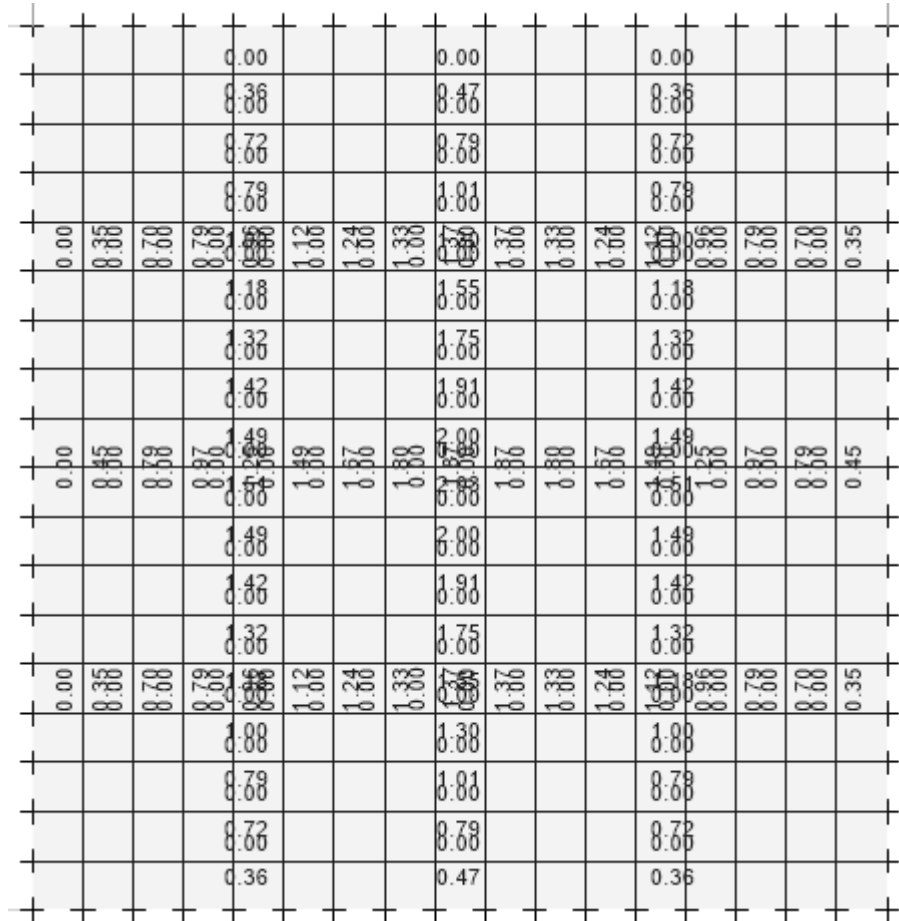


Figura 20: Acero requerido para losa bidireccional.

4.6.3.3. Diseño por Corte

➤ Cumplimiento:

De acuerdo la NTE E060, capítulo 8.11.8, redacta que se debe incrementar un 10% más a la calculada, señalado en el capítulo 11 de la presente norma.

$$\phi V_c = \phi 0.17 * \sqrt{f'c} * b * dt * 1.10 * 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.17 * \sqrt{28} * .10 * .18 * 1.10 * 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 14.30 \text{ KN}$$

$$14.30 \text{ KN} > 11.30 \text{ KN}$$

OK

El diagrama de fuerza cortante se presenta a continuación:

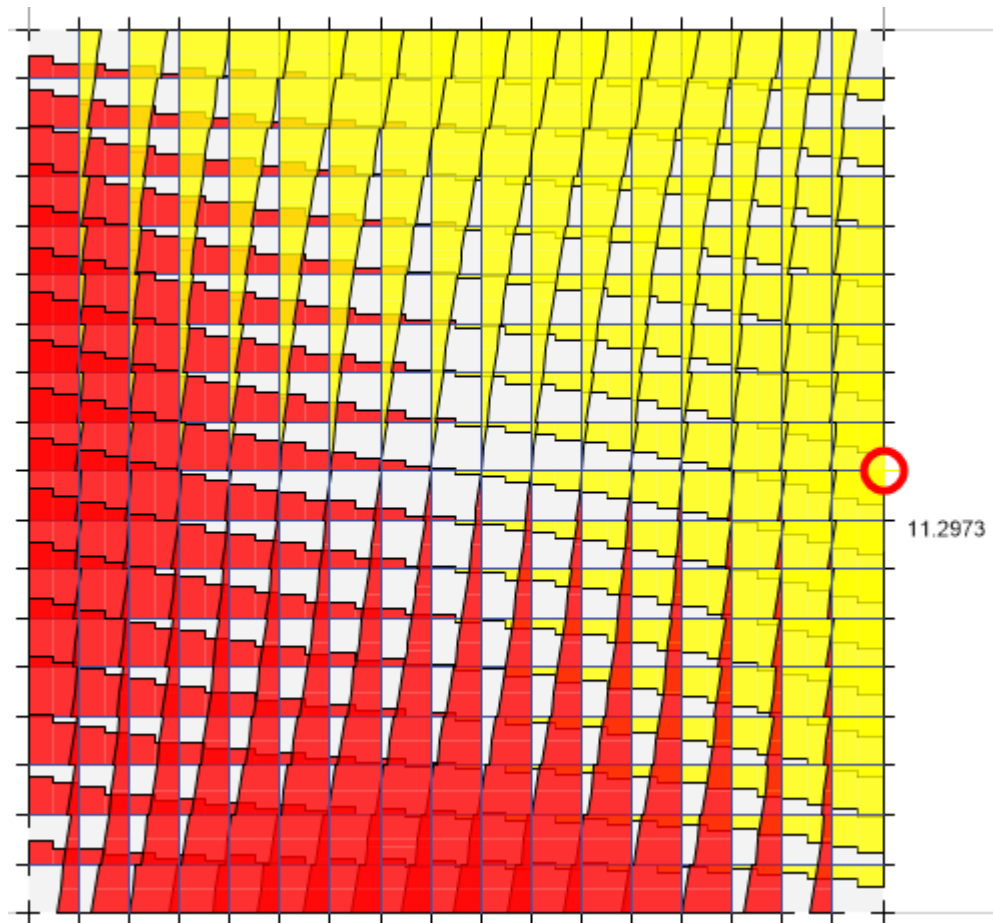


Figura 21: Fuerza cortante para losa bidireccional.

4.6.3.4. Refuerzo por temperatura

Para el refuerzo por temperatura se asignará de acuerdo a la NTE E060 dando como cuantía mínima 0.0018, colocándose en la losa superior del aligerado.

La altura de la losa será de 0.05 m, se calculará el acero temperatura por 1 metro de ancho.

$$A_{st} = 0.0018 * 1000\text{mm} * 50\text{mm} = 90 \text{ mm}^2$$

Se colocará barras de fierro corrugado Φ 1/4" @ 25 cm.

4.6.3.5. Corte o doblado del refuerzo

En todo el tramo de la losa existen zonas en donde no es necesario colocar acero de refuerzo, a manera de optimizar el diseño se opta por poner la mitad del área de acero requerido y agregar lo faltante con la finalidad de cortar las varillas para tener bastones teniendo en cuenta las recomendaciones siguientes:

- El refuerzo deberá extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d o $12d_b$; la que sea mayor (artículo 12.11 norma E.060).
- $1/3$ de la luz libre para los bastones negativos en apoyos interiores y $1/5$ en apoyos exteriores.
- Para el refuerzo negativo se identificó el punto de inflexión del diagrama de momentos flectores y se extendió d o $12d_b$ con la finalidad de obtener la longitud de desarrollo correcta.

4.6.4. Diseño de escalera

Se tomará uno de los 14 tramos más crítico de la escalera para el diseño, contando con un ancho de 1.50 metros.

Los cálculos se muestran a continuación:

Datos:

$$F'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$S/C = 4.0 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = 24.0 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Ancho de escalera} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Paso} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Contra Paso} = 0.175 \text{ m}$$

Cálculo de garganta y dt :

El espesor de la garganta varía de acuerdo a la distancia en planta, es decir, de 3 a 4 cm x cada metro.

$$2.25\text{m} >>>>>> X$$

$$1.00\text{m} >>>>>> 4\text{cm}$$

$$X = 8.80 \text{ cm}$$

El espesor de la garganta será de 10 cm

*El dt de diseño será "g-3cm."

$$dt = 7$$

Cálculo del espesor de diseño:

$$e. \text{diseño} = \frac{\sqrt{P^2 + CP^2}}{P} * g + \frac{CP}{2}$$

$$e. \text{diseño} = \frac{\sqrt{0.275^2 + 0.175^2}}{0.275} * 0.10 + \frac{0.175}{2}$$

$$e. \text{diseño} = 0.21$$

Cálculo del peso propio de escalera:

$$P.P. \text{escalera} = \gamma_{\text{concreto}} * e. \text{diseño} * \text{ancho de escalera}$$

$$P.P. \text{escalera} = \frac{24 \text{KN}}{\text{m}^3} * 0.21 \text{m} * 1.50 \text{m}$$

$$P.P. \text{escalera} = 7.54 \text{ KN/m}$$

Cálculo de la carga ultima de diseño:

$$Cu = 1.4CM + 1.7CV$$

$$Cu = 17.36 \text{ KN/m}$$

Cálculo de Momento Flector: Metodo de los coeficientes

	1/24	1/24	
	1/8		
Mu (-)	3.66	3.66	KN.m
Mu (+)	10.99		

Diseño por flexión:

Cálculo de acero mínimo:

(-)	270	270	mm²
(+)	270		

Cálculo de acero requerido:

As (-)	157	157	mm²
As (+)	472		

Imponiendo el acero mínimo, tenemos:

As (-)	270	270	mm²
As (+)	472		

Cálculo de espaciamientos:

Para acero positivo:

$$472.4 >>>> 1.50 \text{ m}$$

$$\emptyset 3/8 > 71 >>>> X \text{ m}$$

$$X = 0.23 \text{ m}$$

Se usará una separación de 0.20m. para el acero positivo

> El acero colocado será:

$$71 \times 1.50 / 0.20 = 533 \text{ mm}^2$$

Verificación:

$$M_u \leq \Phi M_n$$

$$\Phi M_n = \frac{\Phi * A_s \text{ colc.} * f_{y_{MPa}}}{10^6} * \left(d_{mm} - \frac{A_s \text{ colc.} * f_{y_{MPa}}}{2 * 0.85 * f'_{c_{MPa}} * b_{mm}} \right)$$

$$10.99 < 13.46 \text{ KN.m}$$

OK

Para acero Negativo:

$$270 >>>> 1.50 \text{ m}$$

$$\emptyset 3/8 > 71 >>>> X \text{ m}$$

$$X = 0.39 \text{ m}$$

Se usará una separación de 0.35m. para el acero positivo

> El acero colocado será:

$$71 \times 1.50 / 0.35 = 304 \text{ mm}^2$$

Verificación:

$$M_u \leq \Phi M_n$$

$$\Phi M_n = \frac{\Phi * A_s \text{ colc.} * f_{y_{MPa}}}{10^6} * \left(d_{mm} - \frac{A_s \text{ colc.} * f_{y_{MPa}}}{2 * 0.85 * f'_{c_{MPa}} * b_{mm}} \right)$$

$$3.66 < 7.85 \text{ KN.m}$$

OK

Diseño por corte:

$$\Phi V_c > V_{\perp}$$

1°

$$V_{\perp} = C_u * l * \cos \alpha / 2$$

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{0.275}{\sqrt{0.275^2 + 0.0175^2}} = 0.819$$

$$V_{\perp} = 13.3 \text{ KN}$$

2°

$$\Phi V_c = \Phi * 0.17 \sqrt{f'c} * b * d * 10^{-1}$$

$$\Phi V_c = 80.29 \text{ KN}$$

Verificación:

$$\Phi V_c = \Phi 0.17 * \sqrt{f'c} * b * d * 1.10 * 10^3$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.17 * \sqrt{28} * .10 * .18 * 1.10 * 10^3$$

$$80.29 < 13.34 \text{ KN}$$

Imponiendo acero mínimo:

$$A_{s \min} = 0.0018 * h_v * l$$

$$A_{s \min} = 849 \text{ mm}^2$$

$$849 >>>> 2.25 \text{ m}$$

$$\emptyset 1/2 > 129 >>>> X \text{ m}$$

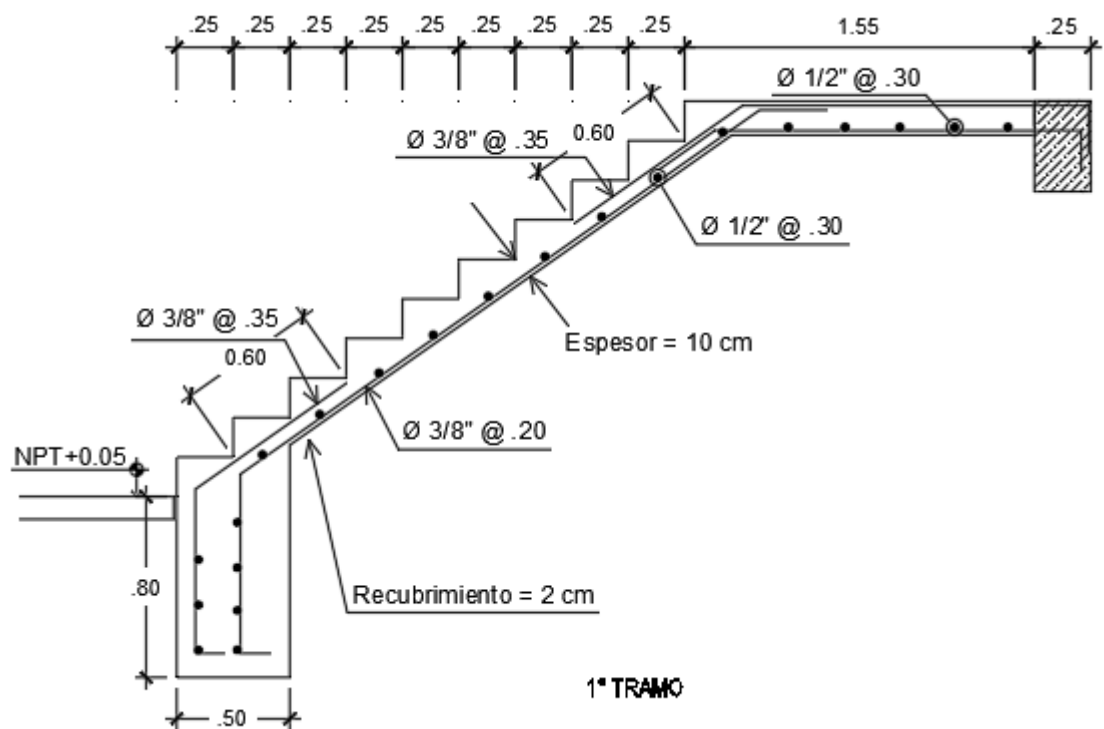
RIC

$$X = 0.34 \text{ m}$$

Se usara una separación de 0.30m.

> El acero colocado será:

$$129 \times 2.25 / 0.30 = 968 \text{ mm}^2$$



4.6.5. Diseño de Vigas

Las vigas de nuestra investigación fueron diseñadas por flexión y corte de acuerdo a los establecido en la NT. E060.

Bloque 1:

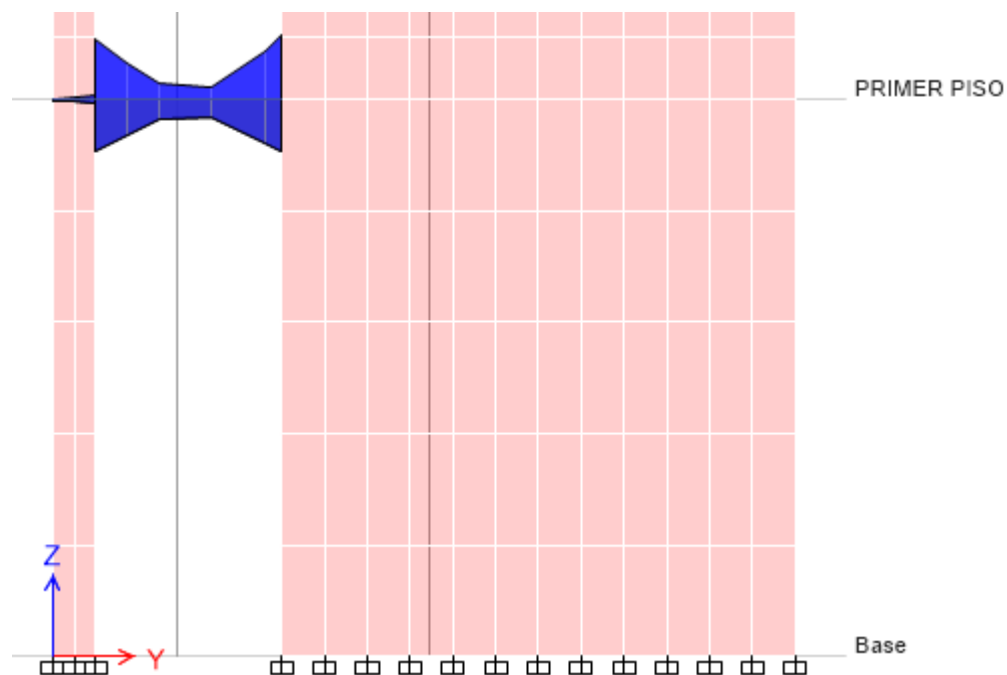


Figura 22: Diagrama de momento flector para viga V-100

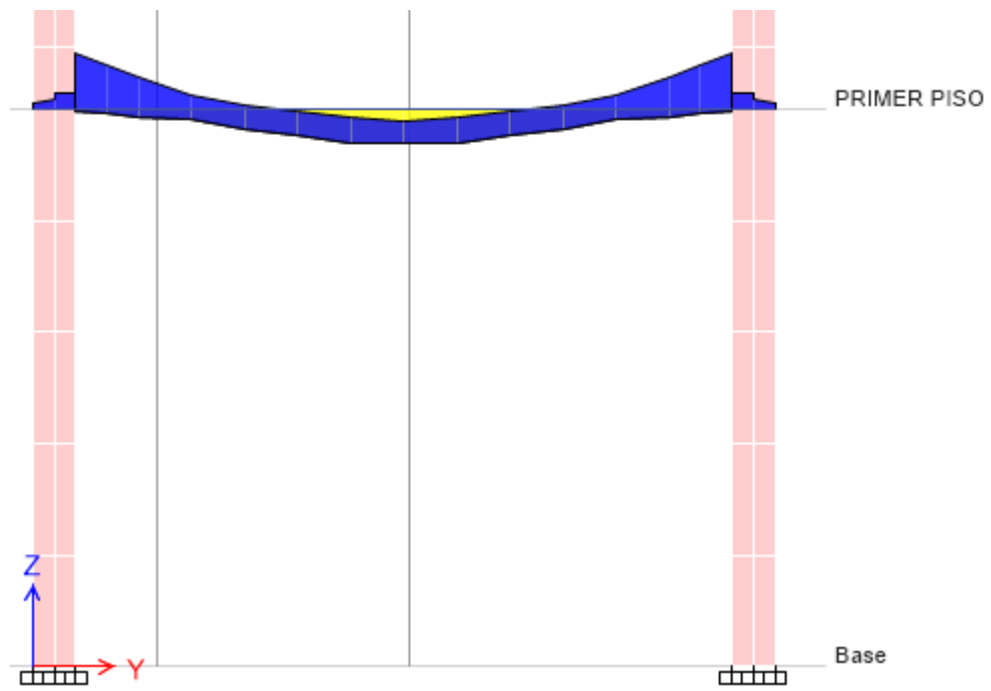
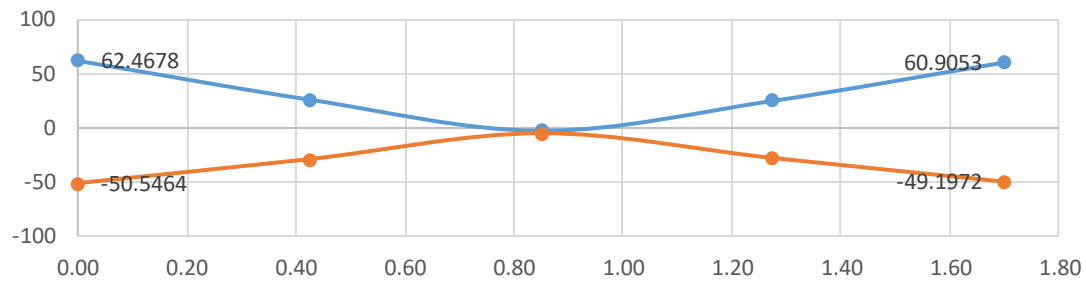


Figura 23: Diagrama de momento flector para viga V-101

VIGA 100: 25x25 cm

Diagrama de Momento Flector



Mu (-)	62.47	60.91	Kn-m
Mu (+)	50.55	49.20	

As req. (-)	1091	1055	mm²
As req. (+)	833	806	

$$\text{As corrid. (-)} \quad 1/3 \times 1091 = 364 \text{ mm}^2$$

$$2\phi 1" = 1020 \text{ mm}^2$$

$$\text{As corrid. (+)} \quad 1/3 \times 833 = 278 \text{ mm}^2$$

$$2\phi 1" = 1020 \text{ mm}^2$$

Cálculo de bastones

Para acero negativo

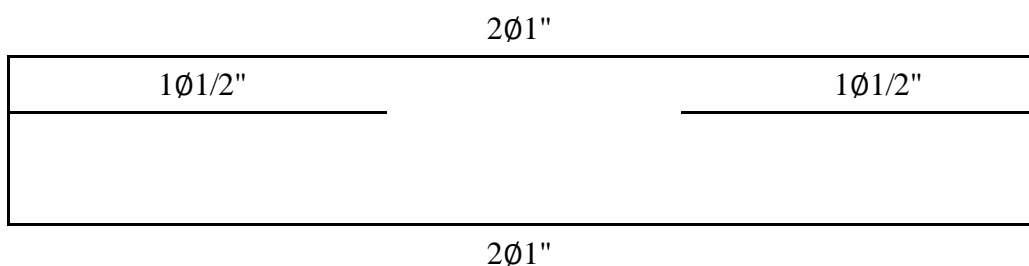
$$\text{As req. - As corrid.: } 1091 - 1020 = 70.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 1\phi 1/2" = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{As req. - As corrid.: } 1055 - 1020 = 34.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 1\phi 1/2" = 0 \text{ mm}^2$$

Diametro de acero corrido, bastones y balancines



As colc. (-)	1020	1020	mm²
As colc. (+)	1020	1020	

1° Cumplimiento $\frac{As\ colocado}{As\ requerido}$

0.95	0.97
1.23	1.27

2° Cumplimiento $\frac{\Phi Mn}{Mu}$

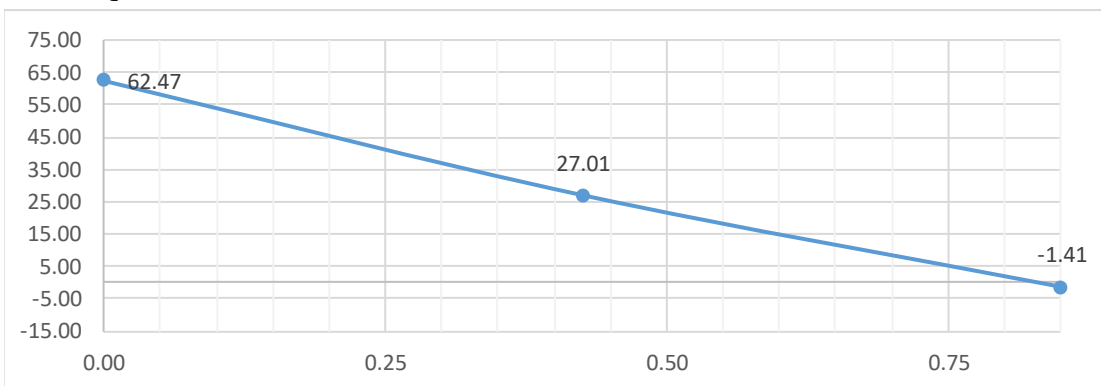
$$\Phi Mn = \frac{\Phi * As\ colc. * fy_{MPa}}{10^6} * \left(dt_{mm} - \frac{As\ colc. * fy_{MPa} * y}{2 * 0.85 * f'c_{MPa} * b_{mm}} \right)$$

$\phi Mn (+)$	59.38	59.38	Kn-m
$\phi Mn (-)$	59.38	59.38	

0.95	0.97
1.17	1.21

Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga

Lado Izquierdo:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As\ 2 : 2\emptyset 1" = 1020\ mm^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

d_t : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$M_u = \frac{\Phi(70 * b * f'_c * f_y * h * A_s - f_y^2 * A_s^2 - 1020 * b * f'_c * f_y * A_s)}{b * f'_c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$$M_u = 59.38 \text{ KN-m}$$

Del programa ETABS en relacion a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

b : 43.0 cm

Para acero de 1/2" con \emptyset : 1.27 cm N° Capa: 1

$l_{d1} > l_{d \text{ min.}}$ Para f'_c 28MPa = 38 db

$l_d = b_1 + (d_t, 12db >>> \text{el mayor})$

$$d_t = 25 - 6 = 19.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 1.27 = 15.2 \text{ cm}$$

$$l_{d1} = 25.0 + 19.00 = 44.0 \text{ cm}$$

$$l_{d \text{ min}} = 38 \times 1.27 = 48.3 \text{ cm}$$

$l_d > l_{d \text{ min.}}$ NO CUMPLE

$\Rightarrow l_d = 48 \text{ cm}$

Para acero de 3/4" con \emptyset : 1.91 cm N° Capa: 1

$l_{d2} > l_{d \text{ min.}}$ Para f'_c 28MPa = 38 db

$l_{d2} = b_2 - b_1 + (d_t, 12db >>> \text{el mayor})$

$$d_t = 25 - 6 = 19.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

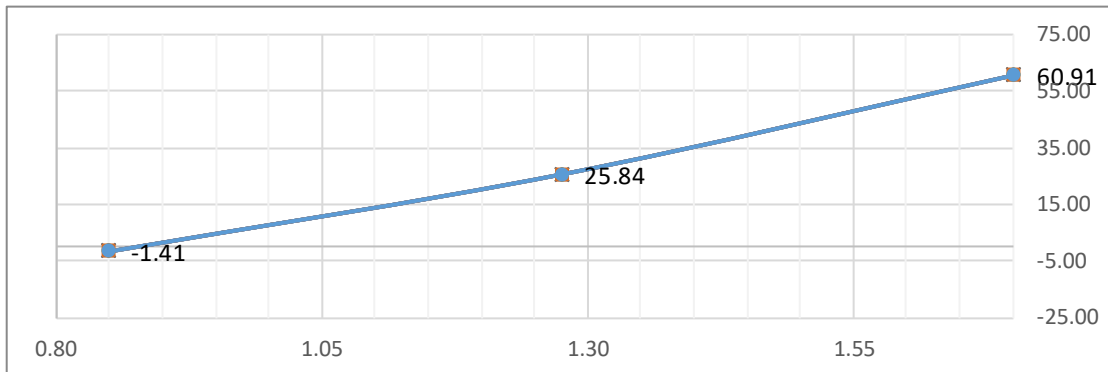
$$ld2 = 43.0 - 6.0 + 22.92 = 59.9 \text{ cm}$$

$$ld \text{ min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$ld2 > ld \text{ min. NO CUMPLE}$

$$\Rightarrow ld = 73 \text{ cm}$$

Lado Derecho



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As \ 1 \quad : \quad 2\emptyset 1" \quad + \ 2\emptyset 3/4" = 1588 \text{ mm}^2$$

$$As \ 2 \quad : \quad 2\emptyset 1" \quad = 1020 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

$f'c$: MPa

fy : MPa

Mu : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu , obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu :

$$Mu \ 1 \quad = \quad 80.41 \text{ N-m}$$

$$Mu \ 2 \quad = \quad 59.38 \text{ N-m}$$

Del programa ETABS en relacion a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 4.5 \text{ cm}$$

$$b2 : 41.6 \text{ cm}$$

Para acero de 1/2" con \emptyset : 1.27 cm N° Capa: 1

$$ld1 > ld \text{ min. Para } f_c 28\text{MPa} = 38 \text{ db}$$

$$ld = b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 25 - 6 = 19.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 1.27 = 15.2 \text{ cm}$$

$$ld1 = 4.5 + 19.00 = 23.6 \text{ cm}$$

$$ld \text{ min} = 38 \times 1.27 = 48.3 \text{ cm}$$

$$ld > ld \text{ min. NO CUMPLE}$$

$$\Rightarrow ld = 48 \text{ cm}$$

Para acero de 3/4" con \emptyset : 1.91 cm N° Capa: 1

$$ld2 > ld \text{ min. Para } f_c 28\text{MPa} = 38 \text{ db}$$

$$ld2 = b2 - b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 25 - 6 = 19.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

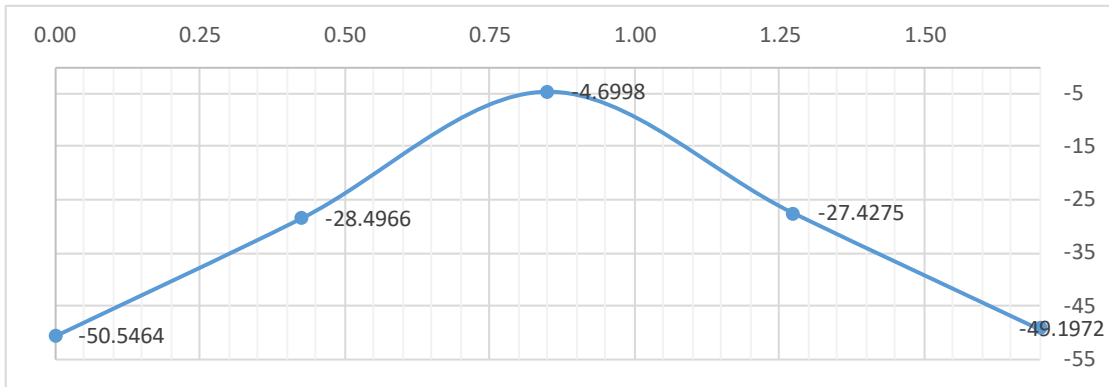
$$ld2 = 41.6 - 4.5 + 22.92 = 60.0 \text{ cm}$$

$$ld \text{ min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$$ld2 > ld \text{ min. NO CUMPLE}$$

$$\Rightarrow ld = 73 \text{ cm}$$

Acero Positivo:



Lado Izquierdo

Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As \ 2 \quad : \quad 2\emptyset 1" \quad = \quad 1020 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

$f'c$: MPa

fy : MPa

Mu : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu , obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu :

$$Mu \ 2 \quad = \quad 59.38 \quad \text{N-m}$$

Del programa ETABS en relación a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b2 \quad : \quad 63 \quad \text{cm}$$

Para acero de 1" con \emptyset : 2.54 cm N° Capa: 1

$ld_1 > ld_{min}$. ld_{min} . Para $f_c 28\text{MPa} = 38 db$

$ld = b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$

$$dt = 25 - 6 = 19.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 2.54 = 30.5 \text{ cm}$$

$$ld_1 = 63 + 30.5 = 93 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 2.54 = 96.5 \text{ cm}$$

$ld > ld_{min}$. NO CUMPLE

$\Rightarrow ld = 97 \text{ cm}$

Lado Derecho

Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As_2 : 2\emptyset 1" = 1020 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'_c * b * dt * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'_c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'_c * f_y * h * As - f_y^2 * As^2 - 1020 * b * f'_c * f_y * As)}{b * f'_c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$$Mu_2 = 59.38 \text{ N-m}$$

Del programa ETABS en relación a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b_2 : 63.0 \text{ cm}$$

Para acero de 1" con \emptyset : 2.54 cm N° Capa: 1

$ld_1 > ld_{min}$. ld_{min} . Para $f_c 28\text{MPa} = 38 db$

$ld = b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$

$$dt = 25 - 6 = 19.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 2.54 = 30.5 \text{ cm}$$

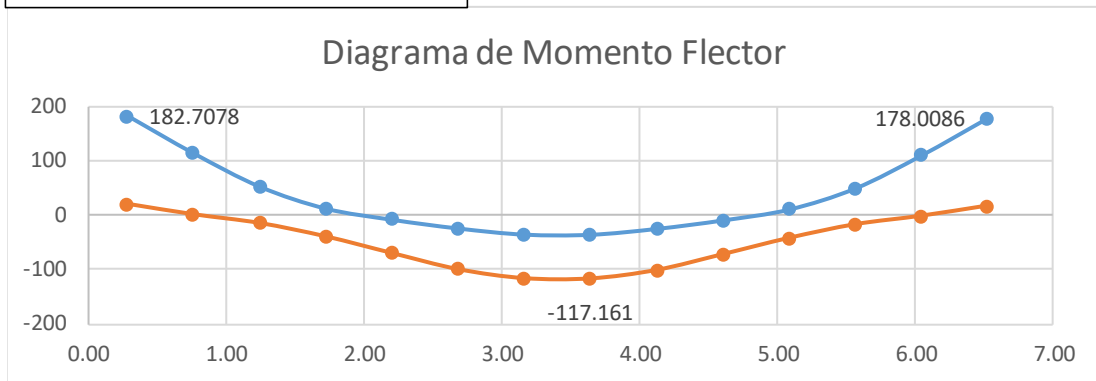
$$ld_1 = 63 + 30.5 = 93 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 2.54 = 96.5 \text{ cm}$$

$ld > ld_{min}$. NO CUMPLE

$\Rightarrow ld = 97 \text{ cm}$

VIGA 101: 30x50 cm



Mu (-)	182.71	178.01	Kn-m
Mu (+)	117.16		

As req. (-)	1194	1160.3	mm²
As req. (+)	0	741	

$$\text{As corrid. (-)} \quad 1/3 \times 1194 = 398 \text{ mm}^2$$

$$2\emptyset 5/8" = 400 \text{ mm}^2$$

$$\text{As corrid. (+)} \quad 1/3 \times 741 = 247 \text{ mm}^2$$

$$2\emptyset 1/2" = 258 \text{ mm}^2$$

Cálculo de bastones

Para acero negativo

$$\text{As req. - As corrid.: } 1194 - 400 = 794 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 1\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4" = 794 \text{ mm}^2$$

$$\text{As req. - As corrid.: } 1160 - 400 = 760 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 1\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4" = 794 \text{ mm}^2$$

Para balancines

$$\text{As req. - As corrid.: } 741 - 258 = 483 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 1\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8" = 484 \text{ mm}^2$$

Diametro de acero corrido, bastones y balancines

2Ø5/8"	
1Ø1" + 1Ø3/4"	1Ø1" + 1Ø3/4"
1Ø3/4" + 1Ø5/8"	

2Ø1/2"	
As colc. (-)	1194
As colc. (+)	742
mm²	

1° Cumplimiento $\frac{As\ colocado}{As\ requerido}$

1.00	1.03
1.00	

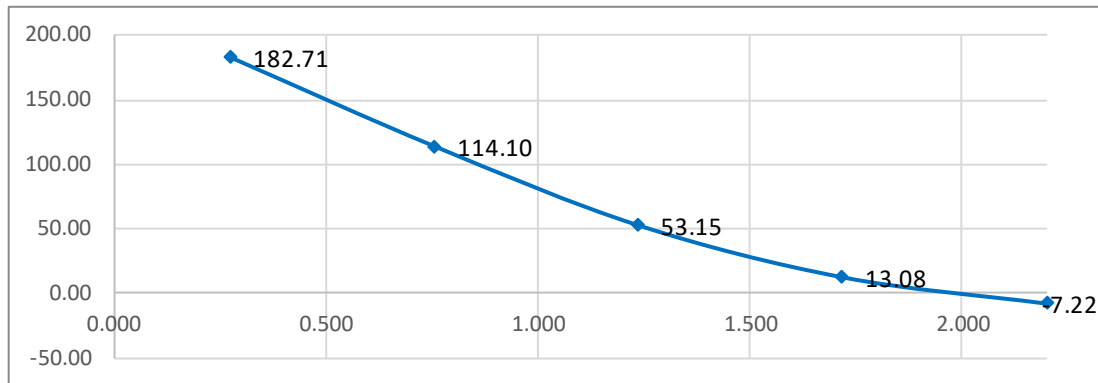
2° Cumplimiento $\frac{\Phi Mn}{Mu}$

$$\Phi Mn = \frac{\Phi * As\ colc. * fy_{MPa}}{10^6} * \left(dt_{mm} - \frac{As\ colc. * fy_{MPa} y}{2 * 0.85 * f'c_{MPa} * b_{mm}} \right)$$

ϕ Mn (+)	182.74	182.74	Kn-m
ϕ Mn (-)	117.29		
	1.00	1.03	
	1.00		

Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga

Acero Negativo Lado Izquierdo:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As\ 1 : 2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 1" = 910\ mm^2$$

$$As\ 2 : 2\emptyset 5/8" = 400\ mm^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

$f'c$: MPa

fy : MPa

Mu : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu , obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu :

$$Mu\ 1 = 142.14\ N\cdot m$$

$$Mu\ 2 = 64.75\ N\cdot m$$

Del programa ETABS en relacion a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 55.0\ cm$$

$$b2 : 115.0\ cm$$

Para acero de 3/4" con \emptyset : 1.91 cm N° Capa: 1

$ld_1 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$$ld = b_1 + (dt, 12db \gg \gg \text{el mayor})$$

$$dt = 50 - 6 = 44.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

$$ld_1 = 55.0 + 44.00 = 99.0 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$ld > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 99 \text{ cm}$$

Para acero de 1" con \emptyset : 2.54 cm N° Capa: 1

$ld_2 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$$ld_2 = b_2 - b_1 + (dt, 12db \gg \gg \text{el mayor})$$

$$dt = 50 - 6 = 44.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 2.54 = 30.5 \text{ cm}$$

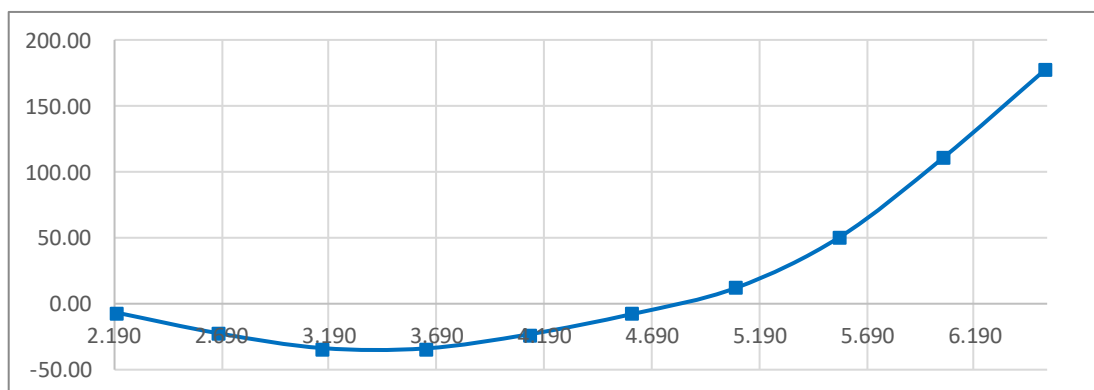
$$ld_2 = 115.0 - 55.0 + 44.00 = 104.0 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 2.54 = 96.5 \text{ cm}$$

$ld_2 > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 104 \text{ cm}$$

Lado Derecho



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$\text{As 1} : 2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 1" = 910 \text{ mm}^2$$

$$\text{As 2} : 2\emptyset 5/8" = 400 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d_t * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u * 10^3}{0.85 * \Phi * f'_c * b * d_t^2}} \right]$$

Donde:

f'_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

d_t : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$M_u = \frac{\Phi(70 * b * f'_c * f_y * h * A_s - f_y^2 * A_s^2 - 1020 * b * f'_c * f_y * A_s)}{b * f'_c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$M_u 1 = 142.14 \text{ N-m}$

$M_u 2 = 64.75 \text{ N-m}$

Del programa ETABS en relación a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

b_1 : 53.0 cm

b_2 : 112.0 cm

Para acero de 3/4" con \emptyset : 1.91 cm N° Capa: 1

$l_{d1} > l_{d \text{ min.}}$ Para $f'_c 28\text{MPa} = 38 \text{ db}$

$l_d = b_1 + (d_t, 12db >>> \text{el mayor})$

$d_t = 50 - 6 = 44.0 \text{ cm}$

$12 \text{ db} = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$

$l_{d1} = 53.0 + 44.00 = 97.0 \text{ cm}$

$l_{d \text{ min}} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$

$l_d > l_{d \text{ min.}}$ OK

$\Rightarrow l_d = 97 \text{ cm}$

Para acero de 1" con ϕ : 2.54 cm N° Capa: 1

$l_{d2} > l_{d \text{ min.}}$ $l_{d \text{ min.}}$ Para f_c 28MPa = 38 db

$$l_{d2} = b_2 - b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 50 - 6 = 44.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 2.54 = 30.5 \text{ cm}$$

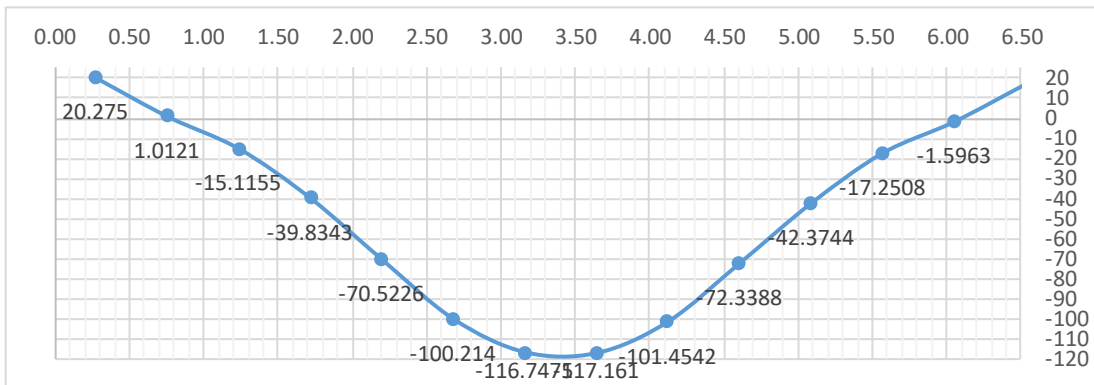
$$l_{d2} = 112.0 - 53.0 + 44.00 = 103.0 \text{ cm}$$

$$l_{d \text{ min}} = 38 \times 2.54 = 96.5 \text{ cm}$$

$l_{d2} > l_{d \text{ min.}}$ OK

$$\Rightarrow l_d = 103 \text{ cm}$$

Acero Positivo:



Lado Izquierdo

Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As \ 1 : 2\phi 1/2" + 1\phi 3/4" = 542 \text{ mm}^2$$

$$As \ 2 : 2\phi 1/2" = 258 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'_c * b * dt * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'_c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu, obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu:

$$Mu\ 1 = 86.88 \text{ N-m}$$

$$Mu\ 2 = 42.17 \text{ N-m}$$

Del programa ETABS en relación a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 191.0 \text{ cm}$$

$$b2 : 333.0 \text{ cm}$$

Para acero de 5/8" con \emptyset : 1.59 cm N° Capa: 1

$$ld1 > ld \text{ min. } \quad ld \text{ min. Para } f_c 28\text{MPa} = 38 \text{ db}$$

$$ld = b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 50 - 6 = 44.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 1.59 = 19.1 \text{ cm}$$

$$ld1 = 95.5 + 44.0 = 139.5 \text{ cm}$$

$$ld \text{ min} = 38 \times 1.59 = 60.4 \text{ cm}$$

$$ld > ld \text{ min. OK}$$

$$\Rightarrow ld = 140 \text{ cm}$$

Para acero de 3/4" con \emptyset : 1.91 cm N° Capa: 1

$$ld2 > ld \text{ min. } \quad ld \text{ min. Para } f_c 28\text{MPa} = 38 \text{ db}$$

$$ld2 = b2 - b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 50 - 6 = 44.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

$$ld2 = 166.5 - 95.5 + 44.0 = 115.0 \text{ cm}$$

$$ld \text{ min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$$ld2 > ld \text{ min. OK}$$

$$\Rightarrow ld = 115 \text{ cm}$$

Bloque 2:

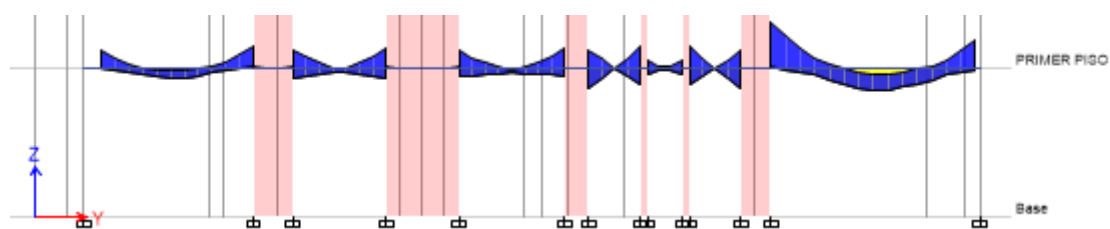


Figura 24: Diagrama de momento flector para viga V-102 y V-102'

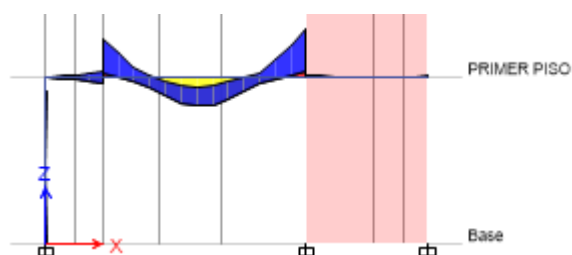
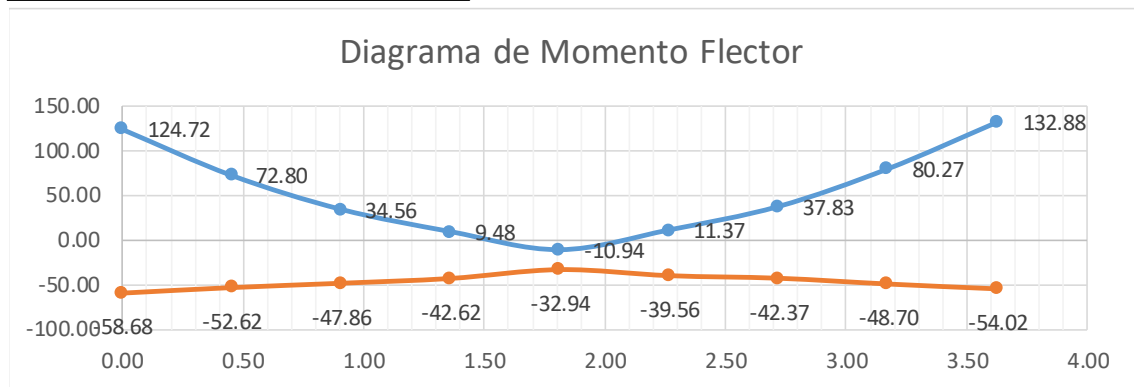


Figura 25: Diagrama de momento flector para viga V-106

VIGA 102: 30x40 cm



Mu (-)	124.72	132.88	Kn-m
Mu (+)	58.68	32.94	

As req. (-)	1069	1148	mm²
As req. (+)	476.2	262	

$$\text{As corrid. (-)} \quad 1/3 \times 1148 = 383 \text{ mm}^2$$

$$2\emptyset 5/8" = 400 \text{ mm}^2$$

$$\text{As corrid. (+)} \quad 1/3 \times 476 = 159 \text{ mm}^2$$

$$1\emptyset 1/2" + 1\emptyset 5/8" = 329 \text{ mm}^2$$

Cálculo de bastones

Para acero negativo

$$\text{As req. - As corrid.: } 1069 - 400 = 669 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 2\emptyset 3/4" + 1\emptyset 1/2" = 697 \text{ mm}^2$$

$$\text{As req. - As corrid.: } 1148 - 400 = 748 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 2\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8" = 768 \text{ mm}^2$$

Para acero positivo

$$\text{As req. - As corrid.: } 476 - 329 = 147 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 2\emptyset 3/8" = 142 \text{ mm}^2$$

$$\text{As req. - As corrid.: } 437 - 329 = 108 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. Bastones: } 1\emptyset 1/2" = 129 \text{ mm}^2$$

Diámetro de acero corrido, bastones y balancines

2Ø5/8"	
2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4" + 1Ø5/8"
2Ø3/8"	1Ø1/2"
1Ø1/2"+1Ø5/8"	

As colc. (-)	1097	1168	mm ²
As colc. (+)	471	458	

1° Cumplimiento $\frac{As\ colocado}{As\ requerido}$

1.03	1.02
0.989	1.05

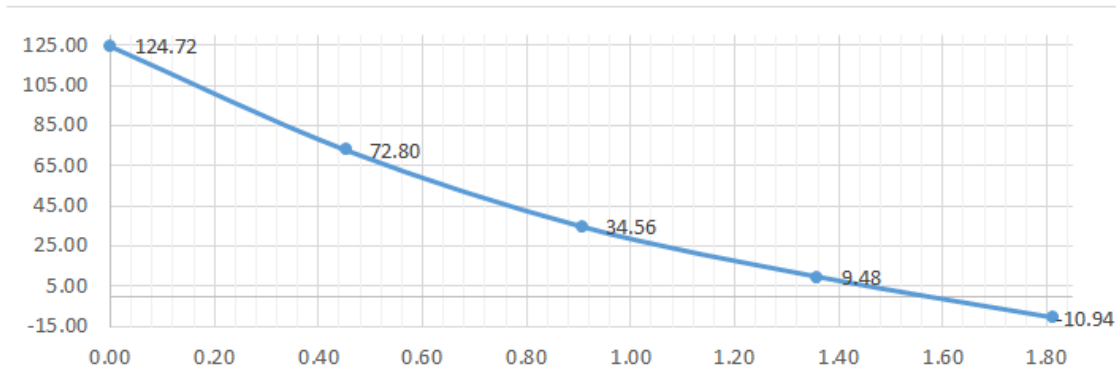
2° Cumplimiento $\frac{\Phi Mn}{Mu}$

$$\Phi Mn = \frac{\Phi * As\ colc. * fy_{MPa}}{10^6} * \left(dt_{mm} - \frac{As\ colc. * fy_{MPa} y}{2 * 0.85 * f'c_{MPa} * b_{mm}} \right)$$

$\phi Mn (+)$	127.61	134.94	Kn-m
$\phi Mn (-)$	58.07	56.53	
1.02	1.02		
0.99	1.05		

Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga

Acero Negativo Lado Izquierdo:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As\ 1 : 2\emptyset 5/8" + 2\emptyset 3/4" = 968\ mm^2$$

$$As\ 2 : 2\emptyset 5/8" = 400\ mm^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$$Mu\ 1 = 113.99\ KN-m$$

$$Mu\ 2 = 49.63\ KN-m$$

Del programa ETABS en relación a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 9.7\ cm$$

$$b2 : 72.8\ cm$$

Para acero de 1/2" con ϕ : 1.27 cm N° Capa: 1

$ld_1 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$ld = b_1 + (dt, 12db \gg \gg \text{el mayor})$

$$dt = 40 - 6 = 34.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.27 = 15.2 \text{ cm}$$

$$ld_1 = 9.7 + 34.0 = 43.7 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.27 = 48.3 \text{ cm}$$

$ld > ld_{min}$. NO CUMPLE

$$\Rightarrow ld = 48 \text{ cm}$$

Para acero de 3/4" con ϕ : 1.91 cm N° Capa: 1

$ld_2 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$ld_2 = b_2 - b_1 + (dt, 12db \gg \gg \text{el mayor})$

$$dt = 40 - 6 = 34.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

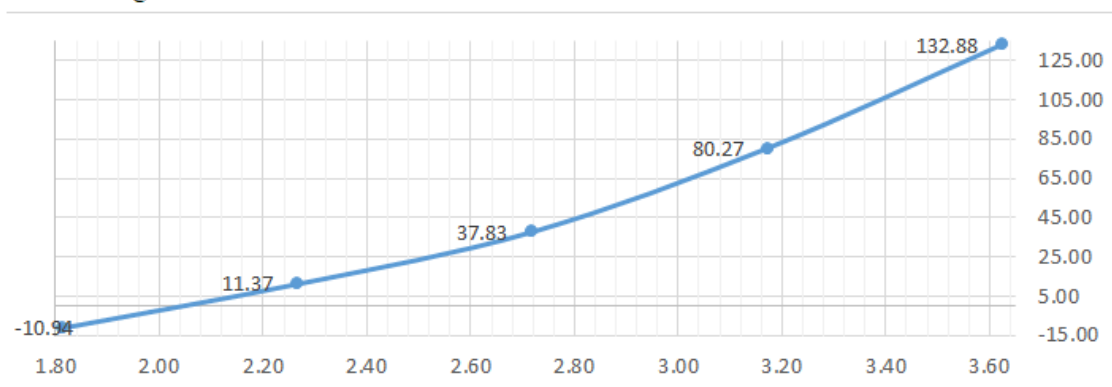
$$ld_2 = 72.8 - 9.7 + 34.0 = 97.1 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$ld_2 > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 97 \text{ cm}$$

Acero Negativo Lado Derecho:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As_1 : 2\phi 5/8" + 2\phi 3/4" = 968 \text{ mm}^2$$

$$As_2 : 2\phi 5/8" = 400 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d_t * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u * 10^3}{0.85 * \Phi * f'_c * b * d_t^2}} \right]$$

Donde:

f_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

d_t : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$M_u = \frac{\Phi(70 * b * f'_c * f_y * h * A_s - f_y^2 * A_s^2 - 1020 * b * f'_c * f_y * A_s)}{b * f'_c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$M_u 1 = 113.99 \text{ N-m}$

$M_u 2 = 49.63 \text{ N-m}$

Del programa ETABS en relación a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$b_1 : 16.3 \text{ cm}$

$b_2 : 78.0 \text{ cm}$

Para acero de 5/8" con \emptyset : 1.59 cm N° Capa: 1

$l_{d1} > l_{d \text{ min.}}$ $l_{d \text{ min.}}$ Para $f'_c 28\text{MPa} = 38 \text{ db}$

$l_d = b_1 + (d_t, 12db >>> \text{el mayor})$

$d_t = 40 - 6 = 34.0 \text{ cm}$

$12 \text{ db} = 12 \times 1.59 = 19.1 \text{ cm}$

$l_{d1} = 16.3 + 34.0 = 50.3 \text{ cm}$

$l_{d \text{ min}} = 38 \times 1.59 = 60.4 \text{ cm}$

$l_d > l_{d \text{ min.}}$ NO CUMPLE

$\Rightarrow l_d = 60 \text{ cm}$

Para acero de 3/4" con ϕ : 1.91 cm N° Capa: 1

$ld_2 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f'_c 28MPa = 38 db

$ld_2 = b_2 - b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$

$$dt = 40 - 6 = 34.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

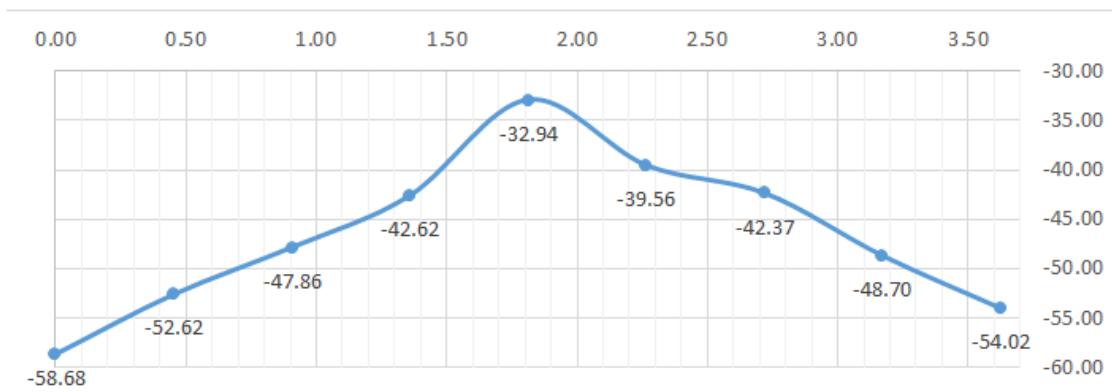
$$ld_2 = 78.0 - 16.3 + 34.0 = 95.7 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$ld_2 > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 96 \text{ cm}$$

Acero Positivo:



Lado Izquierdo

Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As \quad : \quad 1\phi 1/2" + 1\phi 5/8" = 329 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'_c * b * dt * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \phi * f'_c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f'_c : MPa

f_y : MPa

Mu : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu, obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu:

$$Mu_2 = 41.08 \text{ N-m}$$

Del programa ETABS en relación a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b_2 : 143.1 \text{ cm}$$

Para acero de 3/8" con \emptyset : 0.95 cm N° Capa: 1

$$ld_1 > ld_{\min.} \quad ld_{\min.} \text{ Para } f'c \text{ 28MPa} = 38 \text{ db}$$

$$ld = b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 40 - 6 = 34.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 0.95 = 11.4 \text{ cm}$$

$$ld_1 = 143 + 34.0 = 177 \text{ cm}$$

$$ld_{\min} = 38 \times 0.95 = 36.1 \text{ cm}$$

$$ld > ld_{\min.} \text{ OK}$$

$$\Rightarrow ld = 177 \text{ cm}$$

Lado Derecho

Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As_2 : 1\emptyset 1/2" + 1\emptyset 5/8" = 329 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

$$f'c : \text{MPa}$$

$$fy : \text{MPa}$$

$$Mu : \text{KN-m}$$

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu, obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu:

$$Mu_2 = 41.08 \text{ N-m}$$

Del programa ETABS en relación a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b_2 : 111.3 \text{ cm}$$

Para acero de 1/2" con Ø: 1.27 cm N° Capa: 1

$$ld_1 > ld_{\min}. \quad ld_{\min}. \text{ Para } f'c \text{ 28MPa} = 38 \text{ db}$$

$$ld = b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 40 - 6 = 34.0 \text{ cm}$$

$$12 \text{ db} = 12 \times 1.27 = 15.2 \text{ cm}$$

$$ld_1 = 111 + 34.0 = 145 \text{ cm}$$

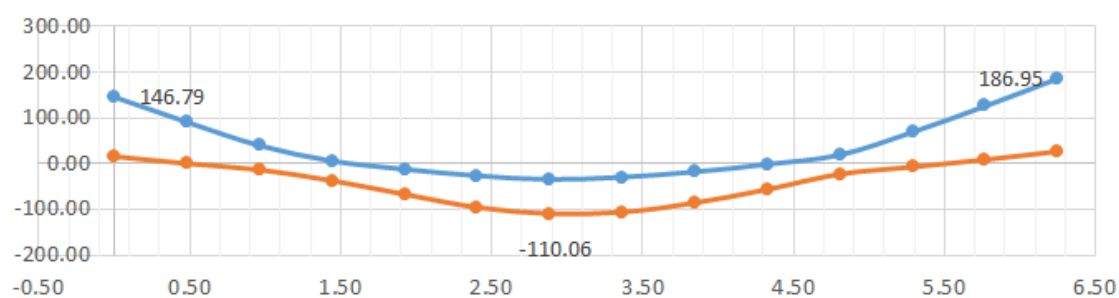
$$ld_{\min} = 38 \times 1.27 = 48.3 \text{ cm}$$

$$ld > ld_{\min}. \text{ OK}$$

$\Rightarrow ld = 145 \text{ cm}$

VIGA 106: 30x55 cm

Diagrama de Momento Flector



Mu (-)	146.79	186.95	Kn-m
Mu (+)	110.06		
As req. (-)	834	1079.2	mm ²
As req. (+)	617		

$$\begin{aligned} \text{As corrid. (-)} &= \frac{1}{3} \times 1079 = 360 \text{ mm}^2 \\ &2\phi 5/8" = 400 \text{ mm}^2 \\ \text{As corrid. (+)} &= \frac{1}{3} \times 617 = 206 \text{ mm}^2 \\ &2\phi 1/2" = 258 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de bastones

Para acero negativo

$$\begin{aligned} \text{As req. - As corrid.: } &834 - 400 = 434 \text{ mm}^2 \\ \text{As. Bastones: } &1\phi 3/4" + 1\phi 1/2" = 413 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As req. - As corrid.: } &1079 - 400 = 679 \text{ mm}^2 \\ \text{As. Bastones: } &2\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 684 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Para acero positivo

$$\begin{aligned} \text{As req. - As corrid.: } &617 - 258 = 359 \text{ mm}^2 \\ \text{As. Bastones: } &3\phi 1/2" = 387 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diámetro de acero corrido, bastones y balancines

2Ø5/8"	
1Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø5/8"+1Ø3/4"
3Ø1/2"	
2Ø1/2"	

As colc. (-)	813	1084	mm ²
As colc. (+)	645		

1° Cumplimiento $\frac{As\ colocado}{As\ requerido}$

0.97	1.00
1.05	

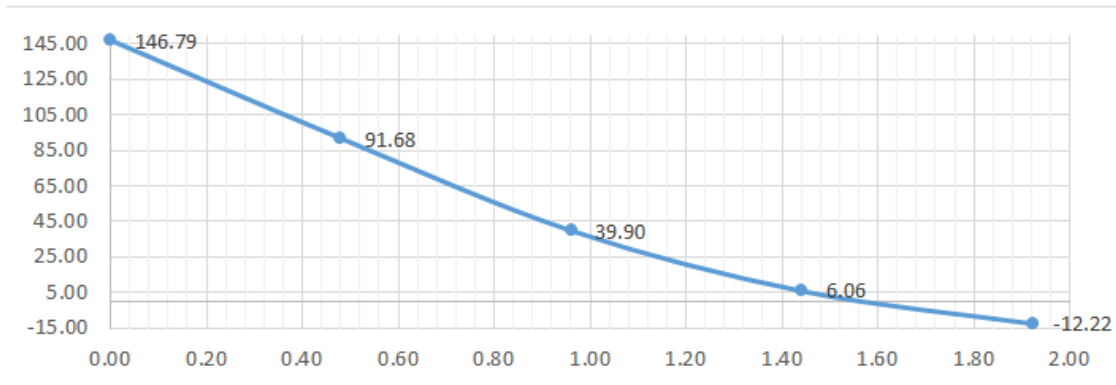
2° Cumplimiento $\frac{\Phi Mn}{Mu}$

$$\Phi Mn = \frac{\Phi * As\ colc. * fy_{MPa}}{10^6} * \left(dt_{mm} - \frac{As\ colc. * fy_{MPa} y}{2 * 0.85 * f'c_{MPa} * b_{mm}} \right)$$

ϕ Mn (+)	143.24	187.71	Kn-m
ϕ Mn (-)	114.84		
	0.98	1.00	
	1.04		

Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga

Acero Negativo Lado Izquierdo:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As\ 1 : 2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 3/4" = 684\ mm^2$$

$$As\ 2 : 2\emptyset 5/8" = 400\ mm^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$$Mu\ 1 = 121.49\ KN-m$$

$$Mu\ 2 = 72.31\ KN-m$$

Del programa ETABS en relación a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 22.0\ cm$$

$$b2 : 66.0\ cm$$

Para acero de 1/2" con ϕ : 1.27 cm N° Capa: 1

$ld_1 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$$ld = b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 55 - 6 = 49.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.27 = 15.2 \text{ cm}$$

$$ld_1 = 22.0 + 49.0 = 71.0 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.27 = 48.26 \text{ cm}$$

$ld > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 71 \text{ cm}$$

Para acero de 3/4" con ϕ : 1.91 cm N° Capa: 1

$ld_2 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$$ld_2 = b_2 - b_1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 55 - 6 = 49.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

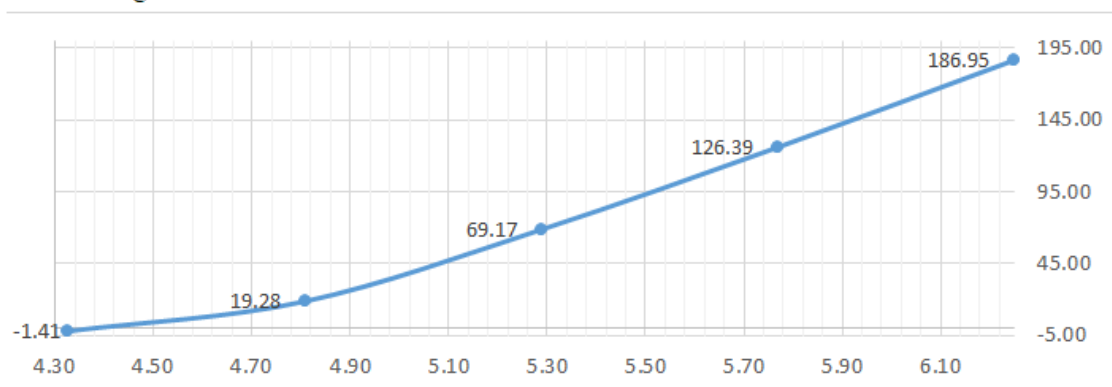
$$ld_2 = 66.0 - 22.0 + 49.0 = 93.0 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$ld_2 > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 93 \text{ cm}$$

Acero Negativo Lado Derecho:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As_1 : 2\phi 5/8" + 2\phi 5/8" = 800 \text{ mm}^2$$

$$As_2 : 2\phi 5/8" = 400 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d_t * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u * 10^3}{0.85 * \Phi * f'_c * b * d_t^2}} \right]$$

Donde:

f_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

d_t : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$M_u = \frac{\Phi(70 * b * f'_c * f_y * h * A_s - f_y^2 * A_s^2 - 1020 * b * f'_c * f_y * A_s)}{b * f'_c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$M_u 1 = 141.06 \text{ N-m}$

$M_u 2 = 72.31 \text{ N-m}$

Del programa ETABS en relación a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$b_1 : 36.5 \text{ cm}$

$b_2 : 94.3 \text{ cm}$

Para acero de 3/4" con \emptyset : 1.91 cm N° Capa: 1

$l_{d1} > l_{d \text{ min.}}$ Para $f_c 28 \text{ MPa} = 38 \text{ db}$

$l_d = b_1 + (d_t, 12db >>> \text{el mayor})$

$d_t = 55 - 6 = 49.0 \text{ cm}$

$12 \text{ db} = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$

$l_{d1} = 36.5 + 49.0 = 85.5 \text{ cm}$

$l_{d \text{ min}} = 38 \times 1.91 = 72.58 \text{ cm}$

$l_d > l_{d \text{ min.}}$ OK

$\Rightarrow l_d = 86 \text{ cm}$

Para acero de 5/8" con ϕ : 1.59 cm N° Capa: 1

$ld_2 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f'_c 28MPa = 38 db

$ld_2 = b_2 - b_1 + (dt, 12db \gg \text{el mayor})$

$$dt = 55 - 6 = 49.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.59 = 19.1 \text{ cm}$$

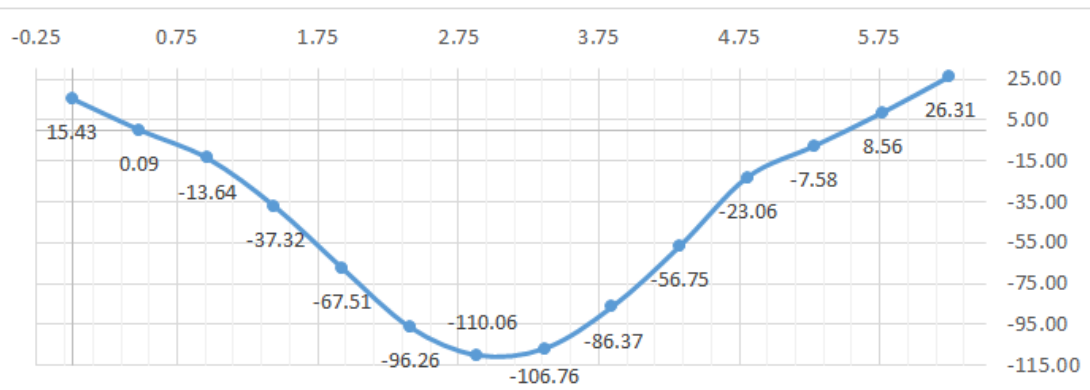
$$ld_2 = 94.3 - 36.5 + 49.0 = 106.8 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.59 = 60.4 \text{ cm}$$

$ld_2 > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 107 \text{ cm}$$

Acero Positivo:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As_1 : 2\phi 1/2" + 2\phi 1/2" = 516 \text{ mm}^2$$

$$As_2 : 2\phi 1/2" = 258 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'_c * b * dt * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \phi * f'_c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f'_c : MPa

f_y : MPa

Mu : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu, obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu:

$$Mu\ 1 = 92.61\ \text{N-m}$$

$$Mu\ 2 = 47.05\ \text{N-m}$$

Del programa ETABS en relación a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 139.5\ \text{cm}$$

$$b2 : 286.8\ \text{cm}$$

Para acero de 1/2" con Ø: 1.27 cm N° Capa: 1

$$ld1 > ld\ \text{min.}\quad ld\ \text{min. Para } f'c\ 28\text{MPa} = 38\ db$$

$$ld = b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 55 - 6 = 49.0\ \text{cm}$$

$$12\ db = 12 \times 1.27 = 15.2\ \text{cm}$$

$$ld1 = 69.8 + 49.0 = 118.8\ \text{cm}$$

$$ld\ \text{min} = 38 \times 1.27 = 48.26\ \text{cm}$$

$$ld > ld\ \text{min. OK}$$

$$\Rightarrow ld = 119\ \text{cm}$$

Para acero de 1/2" con Ø: 1.27 cm N° Capa: 1

$$ld2 > ld\ \text{min.}\quad ld\ \text{min. Para } f'c\ 28\text{MPa} = 38\ db$$

$$ld2 = b2 - b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 55 - 6 = 49.0\ \text{cm}$$

$$12\ db = 12 \times 1.27 = 15.2\ \text{cm}$$

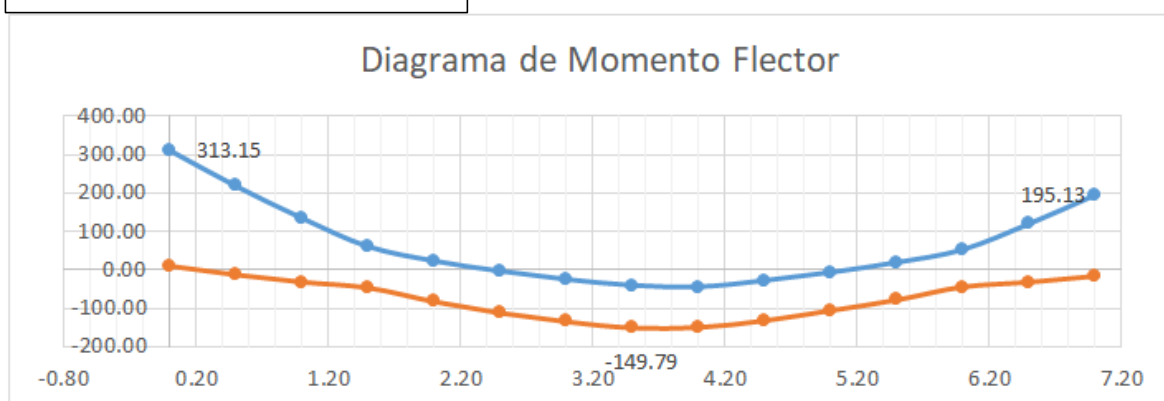
$$ld2 = 143.4 - 69.8 + 49.00 = 122.7\ \text{cm}$$

$$ld\ \text{min} = 38 \times 1.27 = 48.3\ \text{cm}$$

$$ld2 > ld\ \text{min. OK}$$

$$\Rightarrow ld = 123\ \text{cm}$$

VIGA 102': 30x60 cm



Mu (-)	313.15	195.13	Kn-m
Mu (+)	149.79		
As req. (-)	1690	1012	mm²
As req. (+)	766		

$$\begin{aligned}
 \text{As corrid. (-)} &= \frac{1}{3} \times 1690 = 563 \text{ mm}^2 \\
 &2\emptyset 3/4" = 568 \text{ mm}^2 \\
 \text{As corrid. (+)} &= \frac{1}{3} \times 766 = 255 \text{ mm}^2 \\
 &2\emptyset 1/2" = 258 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cálculo de bastones

Para acero negativo

$$\begin{aligned}
 \text{As req. - As corrid.: } &1690 - 568 = 1122 \text{ mm}^2 \\
 \text{As. Bastones: } &1\emptyset 1" + 2\emptyset 3/4" = 1078 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As req. - As corrid.: } &1012 - 568 = 444 \text{ mm}^2 \\
 \text{As. Bastones: } &1\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8" = 484 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Para acero positivo

$$\begin{aligned}
 \text{As req. - As corrid.: } &766 - 258 = 508 \text{ mm}^2 \\
 \text{As. Bastones: } &2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 1/2" = 529 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diámetro de acero corrido, bastones y balancines

2Ø3/4"	
1Ø1"+2Ø3/4"	1Ø3/4"+1Ø5/8"
2Ø5/8"+1Ø1/2"	
2Ø1/2"	

As colc. (-)	1646	1052	mm ²
As colc. (+)	787		

1° Cumplimiento $\frac{As\ colocado}{As\ requerido}$

0.97	1.04
1.03	

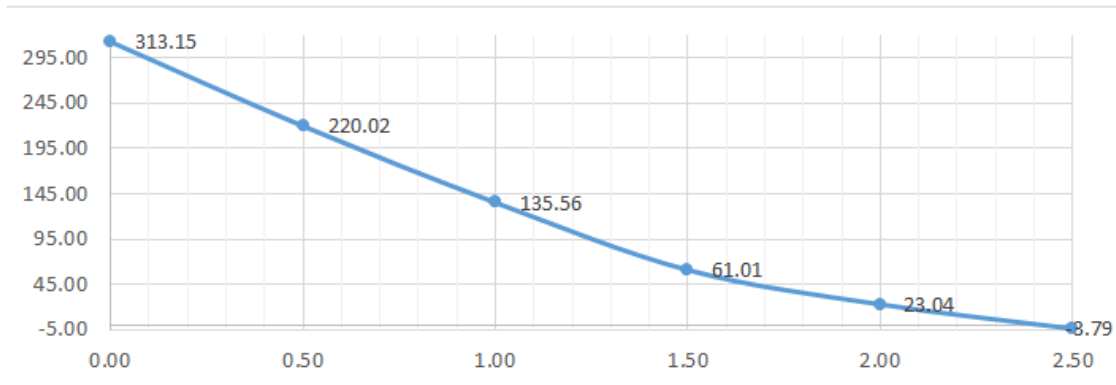
2° Cumplimiento $\frac{\Phi Mn}{Mu}$

$$\Phi Mn = \frac{\Phi * As\ colc.* fy_{MPa}}{10^6} * \left(dt_{mm} - \frac{As\ colc.* fy_{MPa} y}{2 * 0.85 * f'c_{MPa} * b_{mm}} \right)$$

ϕ Mn (+)	305.86	202.43	Kn-m
ϕ Mn (-)	153.76		
	0.98	1.04	
	1.03		

Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga

Acero Negativo Lado Izquierdo:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As\ 1 : 2\emptyset 3/4'' + 2\emptyset 3/4'' = 1136\ mm^2$$

$$As\ 2 : 2\emptyset 3/4'' = 568\ mm^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * dt * 10^2}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

$f'c$: MPa

fy : MPa

Mu : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu , obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu :

$$Mu\ 1 = 217.53\ N\cdot m$$

$$Mu\ 2 = 112.35\ N\cdot m$$

Del programa ETABS en relación a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 51.5\ cm$$

$$b2 : 115.6\ cm$$

Para acero de 1" con \emptyset : 2.54 cm N° Capa: 1

$ld_1 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$$ld = b_1 + (dt, 12db \gg \gg \text{el mayor})$$

$$dt = 60 - 6 = 54.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 2.54 = 30.5 \text{ cm}$$

$$ld_1 = 51.5 + 54.0 = 105.5 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 2.54 = 96.52 \text{ cm}$$

$ld > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 106 \text{ cm}$$

Para acero de 3/4" con \emptyset : 1.91 cm N° Capa: 1

$ld_2 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f_c 28MPa = 38 db

$$ld_2 = b_2 - b_1 + (dt, 12db \gg \gg \text{el mayor})$$

$$dt = 60 - 6 = 54.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

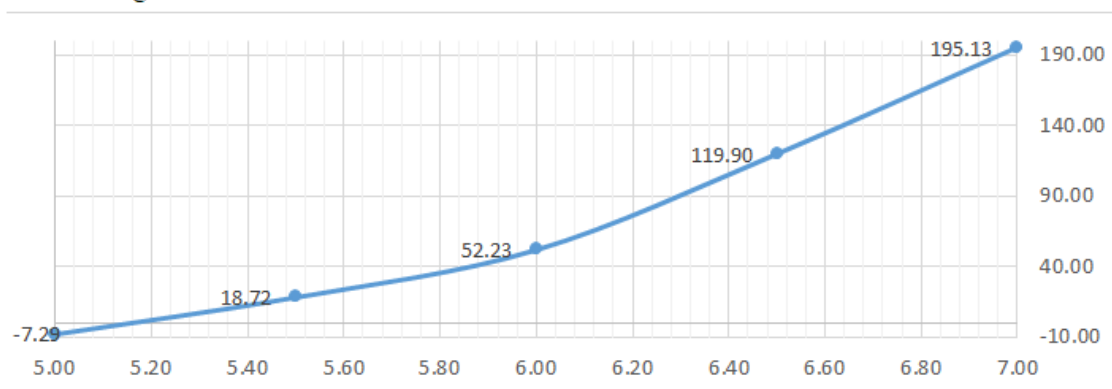
$$ld_2 = 116 - 51.5 + 54.0 = 118.1 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$ld_2 > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 118 \text{ cm}$$

Acero Negativo Lado Derecho:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$\text{As } 1 : 2\emptyset 3/4" + 1\emptyset 3/4" = 852 \text{ mm}^2$$

$$\text{As } 2 : 2\emptyset 3/4" = 568 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d_t * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u * 10^3}{0.85 * \Phi * f'_c * b * d_t^2}} \right]$$

Donde:

f'_c : MPa

f_y : MPa

M_u : KN-m

b : cm

d_t : cm

Despejando el M_u , obtenemos:

$$M_u = \frac{\Phi(70 * b * f'_c * f_y * h * A_s - f_y^2 * A_s^2 - 1020 * b * f'_c * f_y * A_s)}{b * f'_c * 17^6}$$

Obtenemos los M_u :

$M_u 1 = 165.84 \text{ N-m}$

$M_u 2 = 112.35 \text{ N-m}$

Del programa ETABS en relación a los M_u encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$b_1 : 19.5 \text{ cm}$

$b_2 : 55.6 \text{ cm}$

Para acero de 5/8" con \emptyset : 1.59 cm N° Capa: 1

$l_{d1} > l_{d \text{ min.}}$ $l_{d \text{ min.}}$ Para $f'_c 28 \text{ MPa} = 38 \text{ db}$

$l_d = b_1 + (d_t, 12d_b >>> \text{el mayor})$

$d_t = 60 - 6 = 54.0 \text{ cm}$

$12 d_b = 12 \times 1.59 = 19.1 \text{ cm}$

$l_{d1} = 19.5 + 54.0 = 73.5 \text{ cm}$

$l_{d \text{ min}} = 38 \times 1.59 = 60.42 \text{ cm}$

$l_d > l_{d \text{ min.}}$ OK

$\Rightarrow l_d = 74 \text{ cm}$

Para acero de 3/4" con ϕ : 1.91 cm N° Capa: 1

$ld_2 > ld_{min}$. ld_{min} . Para f'_c 28MPa = 38 db

$$ld_2 = b_2 - b_1 + (dt, 12db \gg \gg \text{el mayor})$$

$$dt = 60 - 6 = 54.0 \text{ cm}$$

$$12 db = 12 \times 1.91 = 22.9 \text{ cm}$$

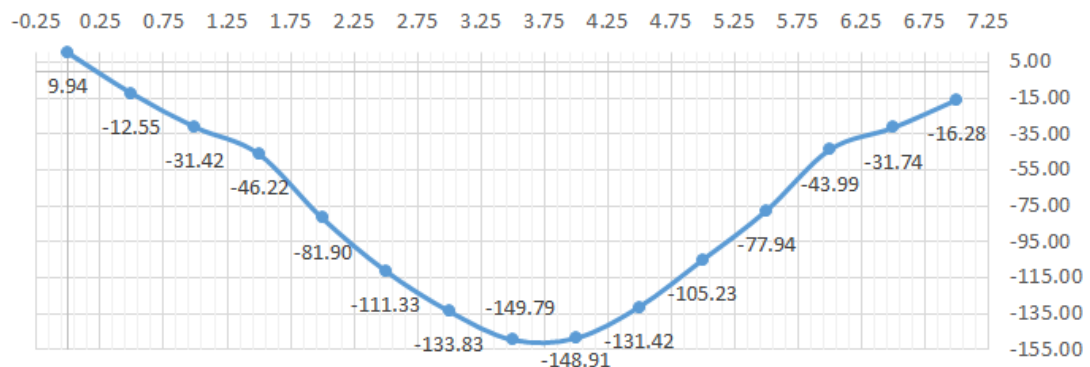
$$ld_2 = 55.6 - 19.5 + 54.0 = 90.1 \text{ cm}$$

$$ld_{min} = 38 \times 1.91 = 72.6 \text{ cm}$$

$ld_2 > ld_{min}$. OK

$$\Rightarrow ld = 90 \text{ cm}$$

Acero Positivo:



Cálculo de la resistencia de las barras:

$$As_1 : 2\phi 1/2" + 2\phi 5/8" = 658 \text{ mm}^2$$

$$As_2 : 2\phi 1/2" = 258 \text{ mm}^2$$

De la ecuación del acero:

$$As = \frac{0.85 * f'_c * b * dt * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \phi * f'_c * b * dt^2}} \right]$$

Donde:

f'_c : MPa

f_y : MPa

Mu : KN-m

b : cm

dt : cm

Despejando el Mu, obtenemos:

$$Mu = \frac{\Phi(70 * b * f'c * fy * h * As - fy^2 * As^2 - 1020 * b * f'c * fy * As)}{b * f'c * 17^6}$$

Obtenemos los Mu:

$$Mu\ 1 = 129.50\ \text{N-m}$$

$$Mu\ 2 = 51.92\ \text{N-m}$$

Del programa ETABS en relación a los Mu encontramos las distancias en donde el refuerzo termina:

$$b1 : 163.2\ \text{cm}$$

$$b2 : 430.4\ \text{cm}$$

Para acero de 1/2" con \emptyset : 1.27 cm N° Capa: 1

$$ld1 > ld\ \text{min.}\quad ld\ \text{min. Para } f'c\ 28\text{MPa} = 38\ db$$

$$ld = b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 60 - 6 = 54.0\ \text{cm}$$

$$12\ db = 12 \times 1.27 = 15.2\ \text{cm}$$

$$ld1 = 81.6 + 54.0 = 135.6\ \text{cm}$$

$$ld\ \text{min} = 38 \times 1.27 = 48.26\ \text{cm}$$

$$ld > ld\ \text{min. OK}$$

$$\Rightarrow ld = 136\ \text{cm}$$

Para acero de 5/8" con \emptyset : 1.59 cm N° Capa: 1

$$ld2 > ld\ \text{min.}\quad ld\ \text{min. Para } f'c\ 28\text{MPa} = 38\ db$$

$$ld2 = b2 - b1 + (dt, 12db >>> \text{el mayor})$$

$$dt = 60 - 6 = 54.0\ \text{cm}$$

$$12\ db = 12 \times 1.59 = 19.1\ \text{cm}$$

$$ld2 = 215.2 - 81.6 + 54.0 = 187.6\ \text{cm}$$

$$ld\ \text{min} = 38 \times 1.59 = 60.4\ \text{cm}$$

$$ld2 > ld\ \text{min. OK}$$

$$\Rightarrow ld = 188\ \text{cm}$$

4.6.5.1. Diseño por Corte

Bloque 1:

Para la viga 100

ln	170 cm	
b	25 cm	
h	25 cm	
Ø barra long. min.	5/8	1.59
Ø barra refuerzo	3/8	0.95

E060_21.4.4.4.	Zona de confinamiento		Separación de estribos		Cantidad
Superior	2h	50 cm	d/4 ≥ 15cm	4.8 cm	5
			10db min.	15.9 cm	
			24db estr.	22.8 cm	
			30 cm	30.0 cm	
			max (min) =	10.0 cm	
Central	ln-4h	70 cm	h/2	12.5 cm	5
Inferior	2h	50 cm	d/4 ≥ 15cm	4.8 cm	5
			10db min.	15.9 cm	
			24db estr.	22.8 cm	
			30 cm	30.0 cm	
			max (min) =	10.0 cm	
Primer estribo según E060_21.4.4.4. < 10cm			5 cm	2	

Para la viga 101

E060_21.4.4.4.	Zona de confinamiento	Separación de estribos	Cantidad
Superior	2h	d/4 ≥ 15cm	11.0 cm
		10db min.	15.9 cm
		24db estr.	22.8 cm
		30 cm	30.0 cm
		max (min) =	15.0 cm
Central	ln-4h	h/2	25.0 cm
			16

			$d/4 \geq 15\text{cm}$	11.0 cm	
			10db min.	15.9 cm	
Inferior	2h	100 cm	24db estr.	22.8 cm	7
			30 cm	30.0 cm	
			$\max(\min) = 15.0 \text{ cm}$		
		Primer estribo según E060_21.4.4.4. < 10cm		5 cm	2

Bloque 2:

Para la viga 102

Refuerzo por Cortante

ln		363 cm
b		30 cm
h		40 cm
Ø barra long. min.	5/8	1.59
Ø barra refuerzo	3/8	0.95

E060_21.4.4.4.	Zona de confinamiento		Separación de estribos		Cantidad
Superior			$d/4 \geq 15\text{cm}$	8.5 cm	
			10db min.	15.9 cm	
	2h	80 cm	24db estr.	22.8 cm	8
			30 cm	30.0 cm	
			max (min) =	10.0 cm	
Central	ln-4h	203 cm	$h/2$	20.0 cm	10
Inferior			$d/4 \geq 15\text{cm}$	8.5 cm	
			10db min.	15.9 cm	
	2h	80 cm	24db estr.	22.8 cm	8
			30 cm	30.0 cm	
			max (min) =	10.0 cm	
Primer estribo según E060_21.4.4.4. < 10cm				5 cm	2

Para la viga 102'

Refuerzo por Cortante

ln	700 cm	
b	30 cm	
h	60 cm	
Ø barra long. min.	5/8	1.59
Ø barra refuerzo	3/8	0.95

E060_21.4.4.4.	Zona de confinamiento		Separación de estribos	Cantidad
Superior			d/4 \geq 15cm	13.5 cm
			10db min.	15.9 cm
	2h	120 cm	24db estr.	22.8 cm
			30 cm	30.0 cm
			max (min) =	15.0 cm
Central	ln-4h	460 cm	h/2	30.0 cm
Inferior			d/4 \geq 15cm	13.5 cm
			10db min.	15.9 cm
	2h	120 cm	24db estr.	22.8 cm
			30 cm	30.0 cm
			max (min) =	15.0 cm
Primer estribo según E060_21.4.4.4. < 10cm			5 cm	2

Para la viga 106

Refuerzo por Cortante

ln	595 cm	
b	30 cm	
h	55 cm	
Ø barra long. min.	5/8	1.59
Ø barra refuerzo	3/8	0.95

E060_21.4.4.4.	Zona de confinamiento		Separación de estribos		Cantidad
Superior	2h	110 cm	$d/4 \geq 15\text{cm}$	12.3 cm	9
			10db min.	15.9 cm	
			24db estr.	22.8 cm	
			30 cm	30.0 cm	
			$\max(\min) =$	12.5 cm	
Central	ln-4h	375 cm	$h/2$	25.0 cm	14
Inferior	2h	110 cm	$d/4 \geq 15\text{cm}$	12.3 cm	9
			10db min.	15.9 cm	
			24db estr.	22.8 cm	
			30 cm	30.0 cm	
			$\max(\min) =$	12.5 cm	
Primer estribo según E060_21.4.4.4. < 10cm				5 cm	2

4.6.6. Diseño de elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores

4.6.6.1. Diseño de elementos no portantes

Todo elemento que está conectado al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema, pero su aporte a la rigidez no es significativo.

Para el cálculo de estos elementos de confinamiento se tomó la longitud de muro más crítico con la finalidad de establecer un patrón de distanciamiento máximo entre elementos.

Respecto a la aplicación de la normativa se usó la NTE E030 y la E070, capítulo 6 y 9 respectivamente

De la E030: Elementos no estructurales, apéndices y equipos:

➤ Fuerzas de diseño:

Se deberá de diseñar los elementos con la finalidad de resistir las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier dirección. La fuerza está asociada a su peso.

La fórmula se presenta a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} * C_1 * P_e$$

Los valores C1 son los siguientes:

Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras	3.0
Muros y tabiques dentro de una edificación	2.0
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas pérgolas, parapetos en la azotea	3.0
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso	1.5

➤ Fuerza horizontal mínima

Para una fuerza F calculada no será menor que $0.5 * Z * U * S * P_e$

➤ Diseño utilizando el método de los esfuerzos admisibles

Para el uso de esfuerzos admisibles, las fuerzas definidas en este apartado se deben de multiplicar por 0.8

De la E070: Diseño para cargas ortogonales al plano del muro

➤ Especificaciones generales (Capítulo 9 de la NTE E070)

Para el diseño de tabiques y parapetos se deberá verificar las acciones perpendiculares a su plano.

Para muros o tabiques desconectados de la estructura principal se deberán diseñar bajo las condiciones de cargas sísmicas.

El muro se deberá diseñar como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujetas a cargas sísmicas uniformemente distribuidas.

La expresión para el cálculo será la siguiente:

$$w = 0.8 * Z * U * C_1 * \gamma * e$$

El momento flector distribuido por unidad de longitud producido por la carga sísmica se calculará mediante la siguiente expresión:

$$M_s = m * w * a^2$$

VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"								
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Tabla 54: Valores de coeficiente de comentos.

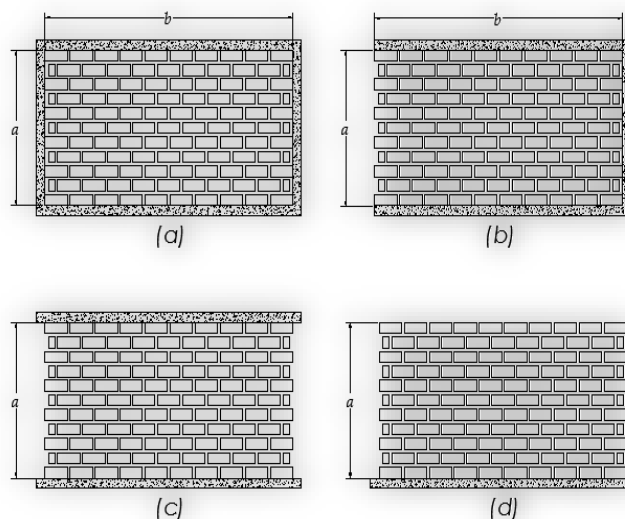


Figura 26: Tipos de arriostramiento.

Bloque 1:

✓ Para muro de $t = 23 \text{ cm}$ y $l = 4.48$

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Número de Arriostres =	4	Caso 1	
Long. del Borde Libre, $a =$	1.860 m	$m =$	0.0768
Altura o Longitud, $b =$	2.650 m	$b/a =$	1.4247

DATOS DEL MURO

Orientación del Muro:	Dirección X
Peso Específico del Muro, $\gamma_w =$	1640 Kg/m ³
Longitud del Muro, $L_w =$	1.86 m
Espesor, $t_w =$	0.23 m
Altura, $h_w =$	2.65 m
Peso del Muro, $P_e =$	2020.89 Kg
Ubicación y Riesgo =	Muros y Tabiques dentro de la Edificación

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Factor de Zona, $Z =$	0.35
Factor de Uso, $U =$	1.00
$F_{i-min} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot P_e}{2}$	

Factor de Suelo, $S = 1.20$

Coefficiente Sísmico, $C_1 = 3.0$

Fuerza F_i mínima = 424.39 Kg

Tabla 55: Fuerzas horizontales y perpendiculares en muro de e. 23cm no portantes del bloque 1.

FUERZAS HORIZONTALES Y PERPENDICULARES EN MUROS NO PORTANTES								
Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_x (kg)	W_x (kg/cm ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_y (kg)	W_y (kg/cm ²)
7	2506.52	4530.55	0.2556	1239.66	251.50	0.4620	2240.70	454.60
6	2080.28	3578.84	0.2121	1028.86	208.74	0.3649	1770.01	359.10
5	1790.72	2954.60	0.1826	885.65	179.68	0.3013	1461.27	296.46
4	1553.17	2549.22	0.1584	768.16	155.85	0.2599	1260.78	255.79
3	1324.94	2239.45	0.1351	655.28	132.94	0.2284	1107.58	224.71
2	1082.36	1868.43	0.1104	535.31	108.60	0.1905	924.08	187.48
1	774.14	1290.72	0.0789	382.87	77.68	0.1316	638.36	129.51

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56: Fuerzas de diseño en muro del e. 23cm no portantes del bloque 1.

FUERZAS DE DISEÑO EN MURO NO PORTANTE			
Orientación	$F \perp$ (kg)	$F \parallel$ (kg)	$W \perp$ (kg/m ²)
Dirección X	2240.70	1239.66	454.60
Dirección Y	1239.66	2240.70	251.50

Fuente: Elaboración propia.

FUERZAS Y ESFUERZOS

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 454.6 \text{ Kg/m}^2$ $F_i = 0.8 \left(\frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e \right)$

Fuerza Sísmica Horizontal, $F_i = 1239.665 \text{ Kg}$

Momento Flector, $M_s = 121 \text{ Kg-m/m}$ $M_s = m \cdot W \cdot a^2$

Esfuerzo Normal, $f_m = 1.16 \text{ Kg/cm}^2$ $f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$

Esfuerzo Adm.Tracción $f_t = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$

por flexión $f_t = 3 \text{ Kg/cm}^2$

✓ Para muro parapeto de $t = 13 \text{ cm}$ y $l = 4.33$

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Número de Arriostres : 3 Caso 2

Long. del Borde Libre, $a = 1.86 \text{ m}$ $m = 0.0653$

Altura o Longitud, $b = 1.00 \text{ m}$ $b/a = 0.5376$

DATOS DEL MURO

Orientación del Muro: Dirección X

Peso Específico del Muro, $\gamma_w = 1350 \text{ Kg/m}^3$

Longitud del Muro, $L_w = 1.86 \text{ m}$

Espesor, $t_w = 0.13 \text{ m}$

Altura, $h_w = 2.65 \text{ m}$

Peso del Muro, $P_e = 326.43 \text{ Kg}$

Ubicación y Riesgo: Muros y Tabiques dentro de la Edificación

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Factor de Zona, $Z = 0.35$

Factor de Uso, $U = 1.00$

Factor de Suelo, $S = 1.20$

Coeficiente Sísmico, $C = 3.0$

Fuerza F_i mínima: 68.55 Kg

$$F_{i-min} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot P_e}{2}$$

Tabla 57: Fuerzas horizontales y perpendiculares en muro de e. 13cm no portantes del bloque 1.

FUERZAS HORIZONTALES Y PERPENDICULARES EN MUROS NO PORTANTES								
Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_x (kg)	W_x (kg/cm ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_y (kg)	W_y (kg/cm ²)
7	2506.52	4530.55	0.2556	200.24	107.66	0.4620	361.94	194.59
6	2080.28	3578.84	0.2121	166.19	89.35	0.3649	285.91	153.71
5	1790.72	2954.60	0.1826	143.06	76.91	0.3013	236.04	126.90
4	1553.17	2549.22	0.1584	124.08	66.71	0.2599	203.65	109.49
3	1324.94	2239.45	0.1351	105.85	56.91	0.2284	178.90	96.19
2	1082.36	1868.43	0.1104	86.47	46.49	0.1905	149.26	80.25
1	774.14	1290.72	0.0789	61.84	33.25	0.1316	103.11	55.44

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58: Fuerzas de diseño en muro de e. 13cm no portante del bloque 1.

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante			
Orientación	$F \perp$ (kg)	$F \parallel$ (kg)	$W \perp$ (kg/m ²)
Dirección X	361.94	200.24	194.59
Dirección Y	200.24	361.94	107.66

Fuente: Elaboración propia.

FUERZAS Y ESFUERZOS

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 194.6 \text{ Kg/m}^2$	$F_i = 0.8 \left(\frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e \right)$
Fuerza Sísmica Horizontal, $F_i = 200.24 \text{ Kg}$	
Momento Flector, $M_s = 44 \text{ Kg-m/m}$	$M_s = m \cdot W \cdot a^2$
Esfuerzo Normal, $f_m = 1.45 \text{ Kg/cm}^2$	$f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$
Esfuerzo Adm.Tracción $f_t = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$	
por flexión $f_t = 3 \text{ Kg/cm}^2$	

Bloque 2:

✓ Para muro de $t = 23 \text{ cm}$ y $l = 6.60$

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Número de Arriostres :	4	Caso 1
Long. del Borde Libre, $a = 2.650 \text{ m}$		$m = 0.1066$
Altura o Longitud, $b = 6.100 \text{ m}$		$b/a = 2.3019$

DATOS DEL MURO

Orientación del Muro:	Dirección Y
Peso Específico del Muro, $\gamma_w = 1640 \text{ Kg/m}^3$	
Longitud del Muro, $L_w = 6.1 \text{ m}$	
Espesor, $t_w = 0.23 \text{ m}$	
Altura, $h_w = 2.65 \text{ m}$	
Peso del Muro, $P_e = 6097.438 \text{ Kg}$	
Ubicación y Riesgo:	Muros y Tabiques dentro de la Edificación

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Factor de Zona, $Z = 0.35$	
Factor de Uso, $U = 1.00$	$F_{i-min} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot P_e}{2}$
Factor de Suelo, $S = 1.20$	
Coefficiente Sísmico, $C_1 = 2.0$	
Fuerza F_i mínima:	1280.46 Kg (En cualquier Dirección)

Tabla 59: Fuerzas horizontales y perpendiculares en muro de e. 23cm no portantes del bloque 2.

FUERZAS HORIZONTALES Y PERPENDICULARES EN MUROS NO PORTANTES								
Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_x (kg)	W_x (kg/cm ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_y (kg)	W_y (kg/cm ²)
7	3058.43	2521.99	0.3119	3042.60	188.22	0.2572	2508.94	155.21
6	2412.33	2050.07	0.2460	2399.85	148.46	0.2090	2039.46	126.17
5	2012.87	1757.34	0.2053	2002.45	123.88	0.1792	1748.25	108.15
4	1780.2	1533.15	0.1815	1770.99	109.56	0.1563	1525.22	94.35
3	1596.12	1327.39	0.1628	1587.86	98.23	0.1354	1320.52	81.69
2	1361.41	1108.24	0.1388	1354.36	83.78	0.1130	1102.50	68.20
1	972.22	811.17	0.0991	967.19	59.83	0.0827	806.97	49.92

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 60: Fuerzas de diseño en muro de e. 23cm no portante del bloque 2.

FUERZAS DE DISEÑO EN MURO NO PORTANTE			
Orientación	$F \perp$ (kg)	$F \parallel$ (kg)	$W \perp$ (kg/m ²)
Dirección X	2508.94	3042.60	155.21
Dirección Y	3042.60	2508.94	188.22

Fuente: Elaboración propia.

FUERZAS Y ESFUERZOS

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 454.6 \text{ Kg/m}^2$
 Fuerza Sísmica Horizontal, $F_i = 1239.665 \text{ Kg}$
 Momento Flector, $M_s = 121 \text{ Kg-m/m}$
 Esfuerzo Normal, $f_m = 1.16 \text{ Kg/cm}^2$
 Esfuerzo Adm.Tracción $f_t = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$
 por flexión $f_t = 3 \text{ Kg/cm}^2$

$$F_i = 0.8 \left(\frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e \right)$$

$$M_s = m \cdot W \cdot a^2$$

$$f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$$

✓ Para muro parapeto de $t = 13 \text{ cm}$ y $l = 6.05$

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Número de Arriostres : 3 Caso 2
 Long. del Borde Libre, $a = 2.50 \text{ m}$ $m = 0.0612$
 Altura o Longitud, $b = 2.95 \text{ m}$ $b/a = 1.1800$

DATOS DEL MURO

Orientación del Muro: Dirección X
 Peso Específico del Muro, $\gamma_w = 1350 \text{ Kg/m}^3$

Longitud del Muro, $L_w = 2.95 \text{ m}$

Espesor, $t_w = 0.13 \text{ m}$

Altura, $h_w = 2.50 \text{ m}$

Peso del Muro, $P_e = 1493.44 \text{ Kg}$

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

Ubicación y Riesgo: Muros y Tabiques dentro de la Edificación

Tabla 61: Fuerzas horizontales y perpendiculares en muro de e. 13cm no portantes del bloque 2.

FUERZAS HORIZONTALES Y PERPENDICULARES EN MUROS NO PORTANTES								
Piso	a_{i-x} (mm/s ²)	a_{i-y} (mm/s ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_x (kg)	W_x (kg/cm ²)	$\frac{a_{i-y}}{g}$	F_y (kg)	W_y (kg/cm ²)
7	2506.52	4530.55	0.2556	610.74	82.81	0.4620	1103.92	149.68
6	2080.28	3578.84	0.2121	506.88	68.73	0.3649	872.02	118.24
5	1790.72	2954.60	0.1826	436.33	59.16	0.3013	719.92	97.62
4	1553.17	2549.22	0.1584	378.45	51.31	0.2599	621.15	84.22
3	1324.94	2239.45	0.1351	322.84	43.77	0.2284	545.67	73.99
2	1082.36	1868.43	0.1104	263.73	35.76	0.1905	455.26	61.73
1	774.14	1290.72	0.0789	188.63	25.58	0.1316	314.50	42.64

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 62: Fuerzas de diseño en muro de e. 13cm no portante del bloque 2.

FUERZAS DE DISEÑO EN MURO NO PORTANTE			
Orientación	$F \perp$ (kg)	$F \parallel$ (kg)	$W \perp$ (kg/m ²)
Dirección X	1103.92	610.74	149.68
Dirección Y	610.74	1103.92	82.81

Fuente: Elaboración propia.

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Factor de Zona, $Z = 0.35$

Factor de Uso, $U = 1.00$

Factor de Suelo, $S = 1.20$

Coefficiente Sísmico, $C_1 = 2.0$

$$F_{i-min} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot P_e}{2}$$

Fuerza F_i mínima: 313.62 Kg (En cualquier Dirección)

FUERZAS Y ESFUERZOS

$$\begin{aligned}
 \text{Carga Sísmica Perpendicular, } w &= 149.7 \text{ Kg/m}^2 & F_i &= 0.8 \left(\frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e \right) \\
 \text{Fuerza Sísmica Horizontal, } F_i &= 610.74 \text{ Kg} \\
 \text{Momento Flector, } M_s &= 57 \text{ Kg-m/m} & M_s &= m \cdot W \cdot a^2 \\
 \text{Esfuerzo Normal, } f_m &= 1.46 \text{ Kg/cm}^2 & f_m &= 6 \frac{M_s}{t^2} \\
 \text{Esfuerzo Adm.Tracción } f_t &= 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \text{por flexión} & & f_t &= 3 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

4.6.7. Diseño de Columnas

El diseño se efectuó con los diagramas de interacción extraídas del programa ETABS. Estos diagramas fueron desarrollados dependiendo de las secciones de los elementos, así como también la asignación de acero que será mayor o igual al 1% del área de la sección recomendado según la NTE E060, capítulo 21.4.5.1.

4.6.7.1. Diseño por Flexo Compresión Uniaxial

Bloque 1:

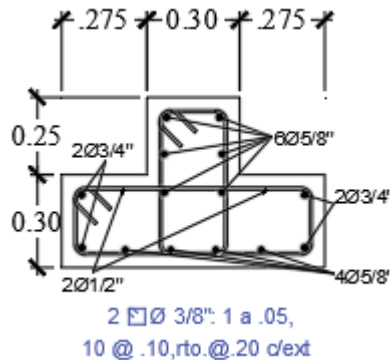


Figura 27: Detalle de columna C1 del bloque 1.

Tabla 63: Esfuerzos de la columna C1 del bloque 1

TABLE: COLUMN FORCES				
STORY	Load Case/Combo	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
PRIMER PISO	Comb1: 1.4CM + 1.7 CV	-205.83	0.89	4.09
PRIMER PISO	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Max	-167.88	14.30	3.66
PRIMER PISO	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Min	-176.74	-12.86	2.98
PRIMER PISO	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Max	-157.16	1.66	7.55
PRIMER PISO	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Min	-187.46	-0.22	-0.91
PRIMER PISO	Comb4: 0.90CM+CS_X Max	-81.12	13.85	1.60
PRIMER PISO	Comb4: 0.90CM+CS_X Min	-89.98	-13.30	0.93
PRIMER PISO	Comb5: 0.90CM+CS_Y Max	-70.40	1.21	5.50
PRIMER PISO	Comb5: 0.90CM+CS_Y Min	-100.71	-0.66	-2.96

Fuente: Elaboración propia.

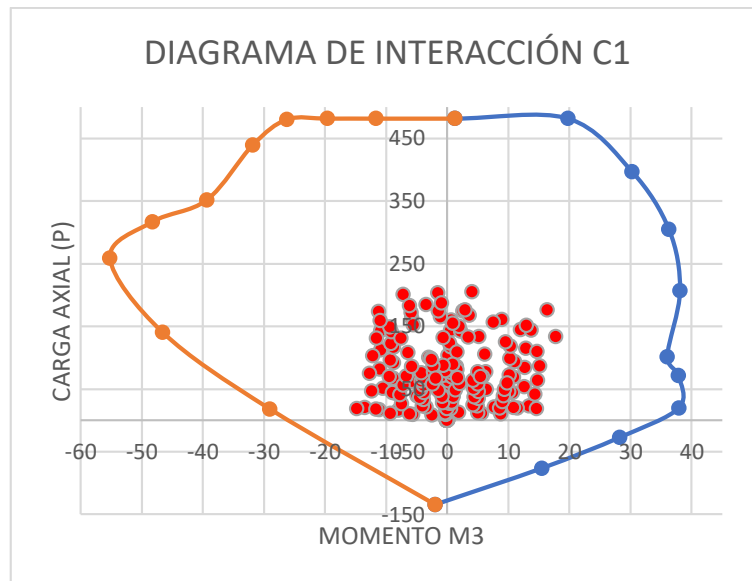


Figura 28: Interacción de resistencia de la columna a la carga axial y al M3.

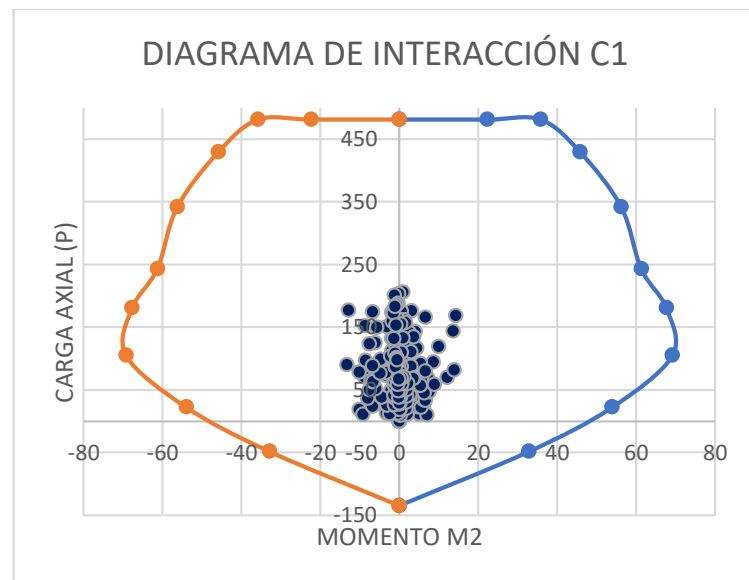


Figura 29: Interacción de resistencia de la columna a la carga axial y al M2.

Bloque 2:

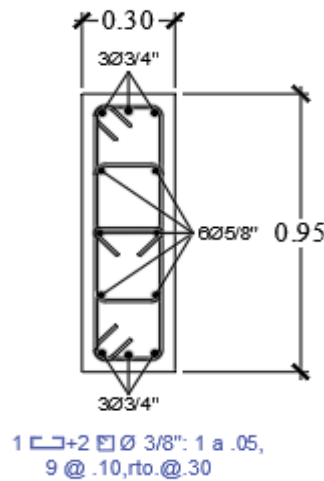


Figura 30: Detalle de columna C6 del bloque 2.

Tabla 64: Esfuerzos de la columna C6 del bloque 2

TABLE: COLUMN FORCES				
STORY	Load Case/Combo	P	M2	M3
		tonf	tonf-m	tonf-m
PRIMER PISO	Comb1: 1.4CM + 1.7 CV	-168.23	2.89	-0.12
PRIMER PISO	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Max	-124.68	2.84	10.42
PRIMER PISO	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Min	-159.73	1.86	-10.54
PRIMER PISO	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Max	-119.84	4.31	1.66
PRIMER PISO	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Min	-164.57	0.39	-1.79
PRIMER PISO	Comb4: 0.90CM+CS_X Max	-57.99	1.41	10.58
PRIMER PISO	Comb4: 0.90CM+CS_X Min	-93.04	0.42	-10.39
PRIMER PISO	Comb5: 0.90CM+CS_Y Max	-53.14	2.88	1.82
PRIMER PISO	Comb5: 0.90CM+CS_Y Min	-97.88	-1.05	-1.63

Fuente: Elaboración propia.

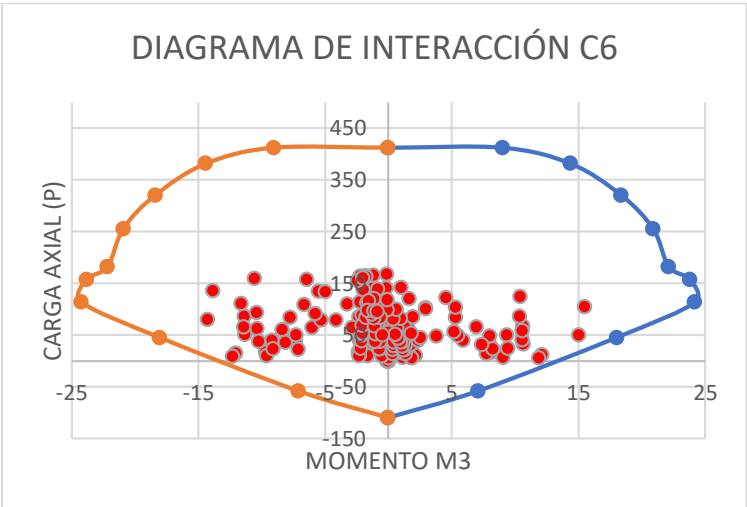


Figura 31: Interacción de resistencia de la columna a la carga axial y al M3.

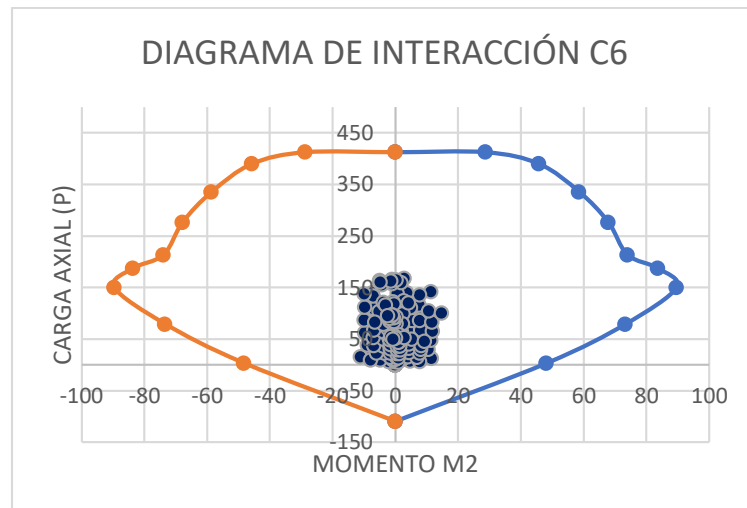


Figura 32: Interacción de resistencia de la columna a la carga axial y al M2.

4.6.7.2. Diseño por Corte

Bloque 1:

DATOS GENERALES		
ln	290 cm	
bw	30 cm	
bf	85 cm	
h	55 cm	
Ø barra long. min.	5/8	1.59 cm
Ø barra refuerzo	3/8	0.95 cm

Tabla 65: Distribución de estribos para columna C-1 del bloque 1.

Zona	Zona de confinamiento		Separación de estribos		Cantidad
Superior	ln/6	48 cm	8db min.	12.7 cm	10
	b max	85 cm	b min/2	15.0 cm	
	50 cm	50 cm	10 cm	10.0 cm	
	max =	85 cm	min =	10.0 cm	
Central	ln-(>(ln/6; b max; 50)x2	120 cm	16db min	25.4 cm	6
			48db estr.	45.6 cm	
			b min	30.0 cm	
			d/2	24.5 cm	
			30 cm	30.0 cm	
			min =	22.5 cm	
Inferior	ln/6	48 cm	8db min.	12.7 cm	8
	b max	85 cm	b min/2	15.0 cm	
	50 cm	50 cm	10 cm	10.0 cm	
	max =	85 cm	min =	10.0 cm	
Primer estribo según E060_7.10.5.4. (sep/2)				5.0 cm	2
Separación max. Entre barras longitudinales				15.0 cm	

Fuente: Elaboración propia.

Entonces los estribos se distribuirán 1@0.05, 8@0.10 y resto@0.225.

Bloque 2:

DATOS GENERALES		
ln	290 cm	
b	30 cm	
h	95 cm	
Ø barra long. min.	5/8	1.59 cm
Ø barra refuerzo	3/8	0.95 cm

Tabla 66: Distribución de estribos para columna C-6 del bloque 2.

Zona	Zona de confinamiento		Separación de estribos		Cantidad
Superior	ln/6	48 cm	8db min.	13 cm	9
	b max	95 cm	b min/2	15 cm	
	50 cm	50 cm	10 cm	10 cm	
	max =	95 cm	min =	10 cm	
Central	ln-(>(ln/6; b max; 50)x2	100 cm	16db min	25 cm	5
			48db estr.	46 cm	
			b min	30 cm	
			d/2	45 cm	
			30 cm	30 cm	
			min =	25 cm	
Inferior	ln/6	48 cm	8db min.	13 cm	9
	b max	95 cm	b min/2	15 cm	
	50 cm	50 cm	10 cm	10 cm	
	max =	95 cm	min =	10 cm	
Primer estribo según E060_7.10.5.4. (sep/2)				5 cm	2
Separación max. Entre barras longitudinales				15 cm	

Fuente: Elaboración propia.

Entonces los estribos se distribuirán 1@0.05, 9@0.10 y resto@0.25.

4.6.8. Diseño de Placas

4.6.8.1. Diseño por Flexión y Carga Axial

Bloque 1:

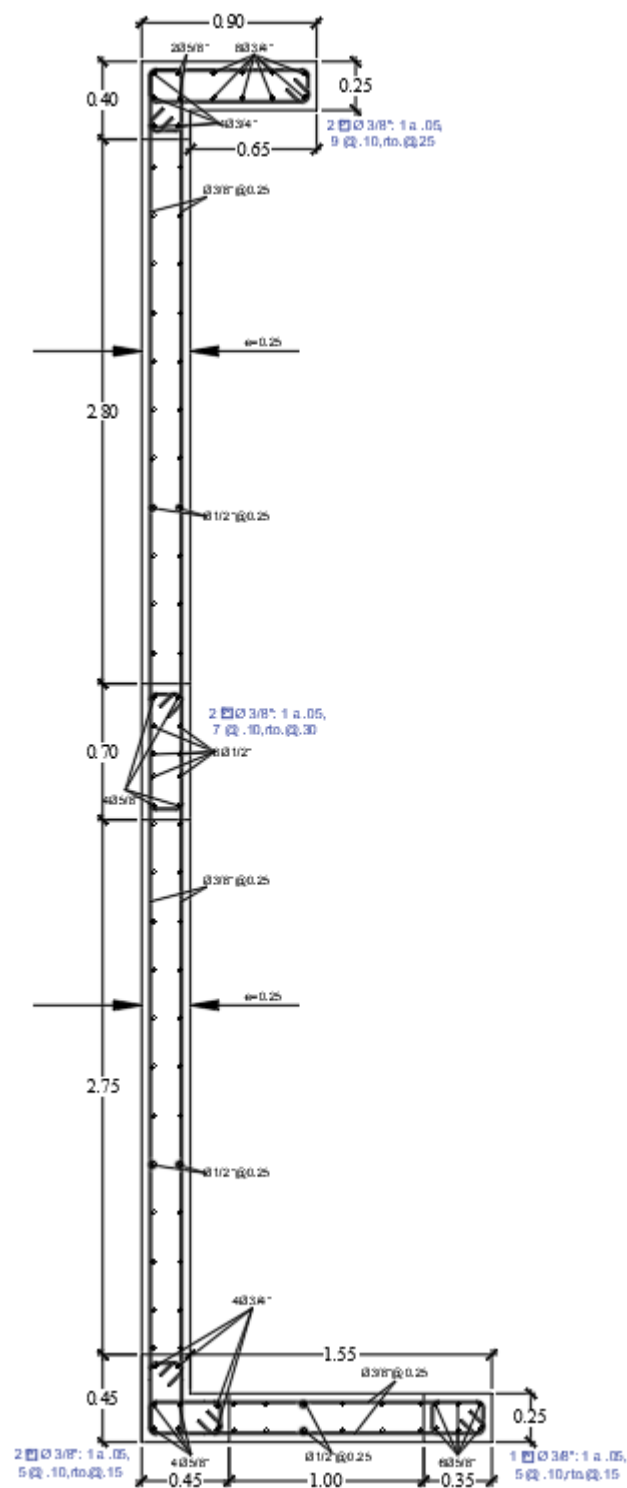


Figura 33: Detalle de placa PL-5 del bloque 1.

Tabla 67: Esfuerzos de la placa PL-5 del bloque 1

TABLE: PIER FORCES					
STORY	Pier	Load Case/Combo	P	M2	M3

			tonf	tonf-m	tonf-m
PRIMER PISO	P5	Comb1: 1.4CM + 1.7 CV	-322.73	-8.10	-36.30
PRIMER PISO	P5	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Max	-233.92	183.40	104.25
PRIMER PISO	P5	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Min	-327.65	-196.84	-165.20
PRIMER PISO	P5	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Max	-278.75	78.96	1689.22
PRIMER PISO	P5	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Min	-282.82	-92.40	-1750.16
PRIMER PISO	P5	Comb4: 0.90CM+CS_X Max	-130.55	186.99	119.27
PRIMER PISO	P5	Comb4: 0.90CM+CS_X Min	-224.29	-193.25	-150.17
PRIMER PISO	P5	Comb5: 0.90CM+CS_Y Max	-175.38	82.55	1704.24
PRIMER PISO	P5	Comb5: 0.90CM+CS_Y Min	-179.46	-88.81	-1735.14

Fuente: Elaboración propia.

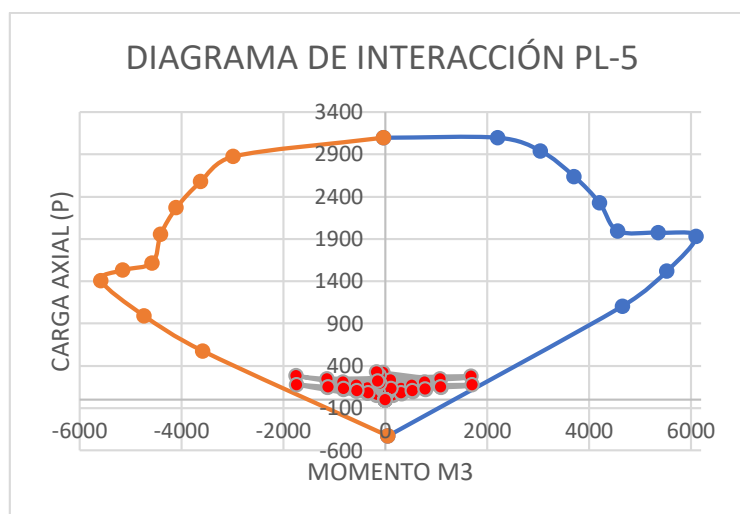


Figura 34: Interacción de resistencia de la placa a la carga axial y al M3.

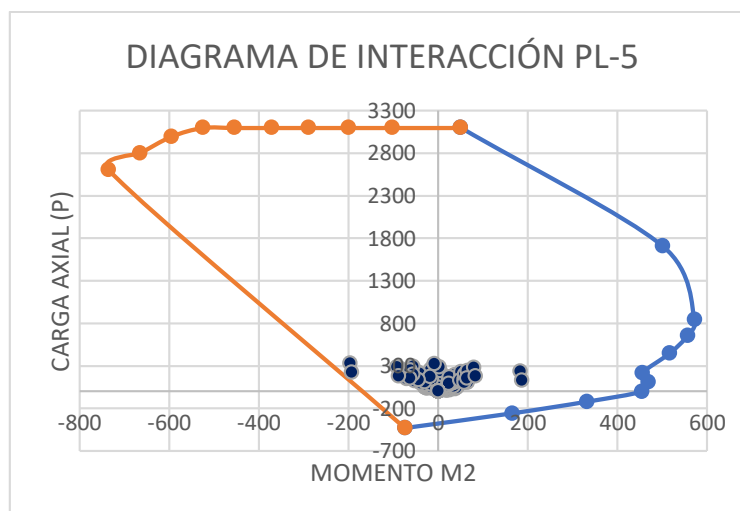


Figura 35: Interacción de resistencia de la placa a la carga axial y al M2.

Bloque 2:

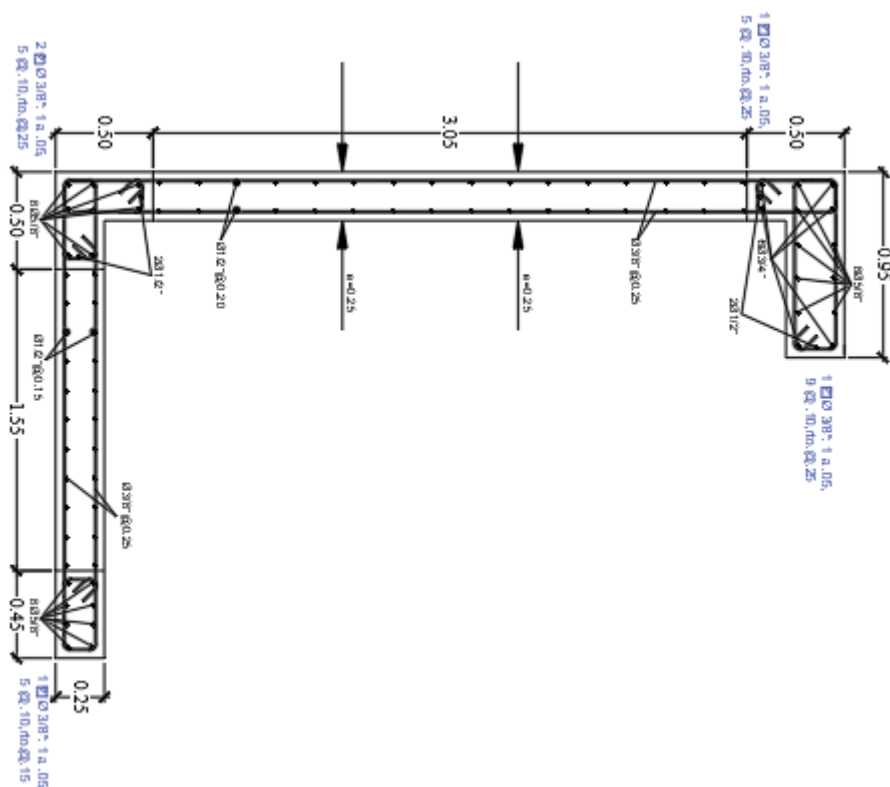


Figura 36: Detalle de placa PL-6 del bloque 2.

Tabla 68: Esfuerzos de la placa PL-6 del bloque 2

TABLE: PIER FORCES

STORY	Pier	Load Case/Combo	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
PRIMER PISO	P6	Comb1: 1.4CM + 1.7 CV	-409.68	51.02	-163.96
PRIMER PISO	P6	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Max	-325.01	246.47	656.46
PRIMER PISO	P6	Comb2: 1.25CM+1.25CV+CS_X Min	-383.41	-163.66	-921.63
PRIMER PISO	P6	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Max	-333.22	454.12	60.44
PRIMER PISO	P6	Comb3: 1.25CM+1.25CV+CS_Y Min	-375.20	-371.30	-325.61
PRIMER PISO	P6	Comb4: 0.90CM+CS_X Max	-186.93	220.96	739.97
PRIMER PISO	P6	Comb4: 0.90CM+CS_X Min	-245.32	-189.17	-838.12
PRIMER PISO	P6	Comb5: 0.90CM+CS_Y Max	-195.14	428.60	143.95
PRIMER PISO	P6	Comb5: 0.90CM+CS_Y Min	-237.11	-396.81	-242.10

Fuente: Elaboración propia.

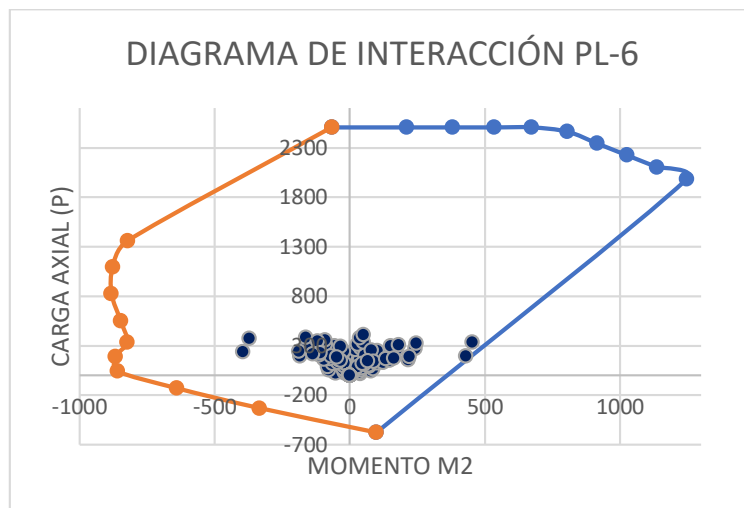


Figura 37: Interacción de resistencia de la placa a la carga axial y al M2.

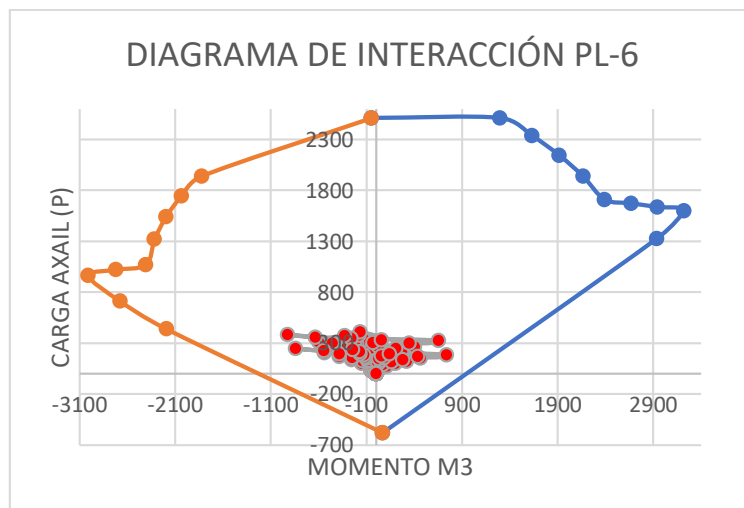


Figura 38: Interacción de resistencia de la placa a la carga axial y al M3.

4.6.8.2. Diseño por Corte

De acuerdo al capítulo 14, exactamente en el 14.3.1 (a) y (b) recomienda una cuantía mínima de refuerzo vertical (0.0015) y horizontal (0.002), así como también en el 14.3.2. indica que para espesores de 20 cm a más se deberá colocar doble capa.

$$S_{max} = 2A_b / (\rho * t)$$

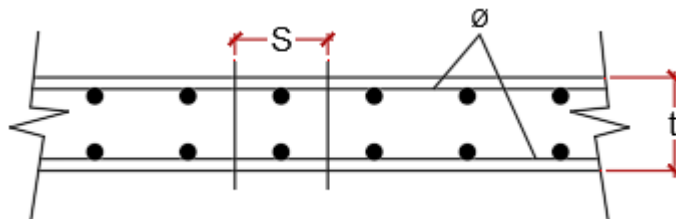


Figura 39: Detalle de alma de placa

El espaciamiento del refuerzo no deberá exceder 3 veces el ancho del muro y 40cm.

$$S_{max} < (3t; 40cm, \text{el menor})$$

Bloque 1: Placa - 5

DATOS	
T	25 cm
AbV	1/2" = 1.29cm ²
AbH	3/8" = 0.71cm ²
PV	0.002
PV	0.0015

Para el refuerzo vertical:

$$S_{max} = \frac{2 * 1.29}{0.0015 * 25} = 69cm$$

$$\Rightarrow S_{max} = 67.5cm$$

Se utilizó un espaciamiento de 25cm para un \emptyset de 1/2" debido a las condiciones del diagrama de interaccion.

Para el refuerzo horizontal:

$$S_{max} = \frac{2 * 0.71}{0.002 * 25} = 28.4cm$$

$$\Rightarrow S_{max} = 27.5 cm$$

Se utilizó un espaciamiento de 25cm para un \emptyset de 3/8" debido a las condiciones del diagrama de interaccion.

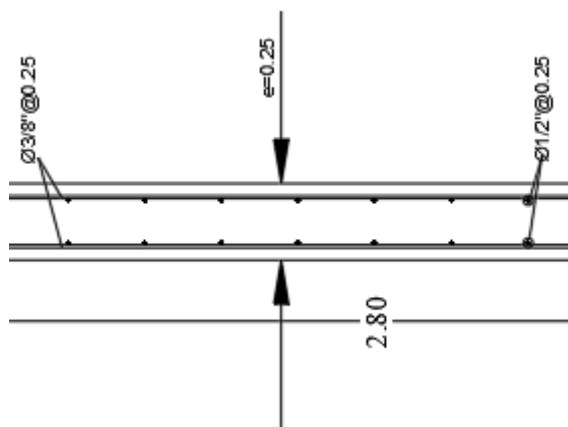


Figura 40: Detalle del refuerzo horizontal y vertical

Para los elementos de borde:

Elemento de borde 1: Se consideraron poner estribos 1@0.05, 9@0.10 y resto@0.25.

Elemento de borde 2: Se consideraron poner estribos 1@0.05, 7@0.10 y resto@0.20.

Elemento de borde 3: Se consideraron poner estribos 1@0.05, 5@0.10 y resto@0.20.

Elemento de borde 4: Se consideraron poner estribos 1@0.05, 5@0.10 y resto@0.15.

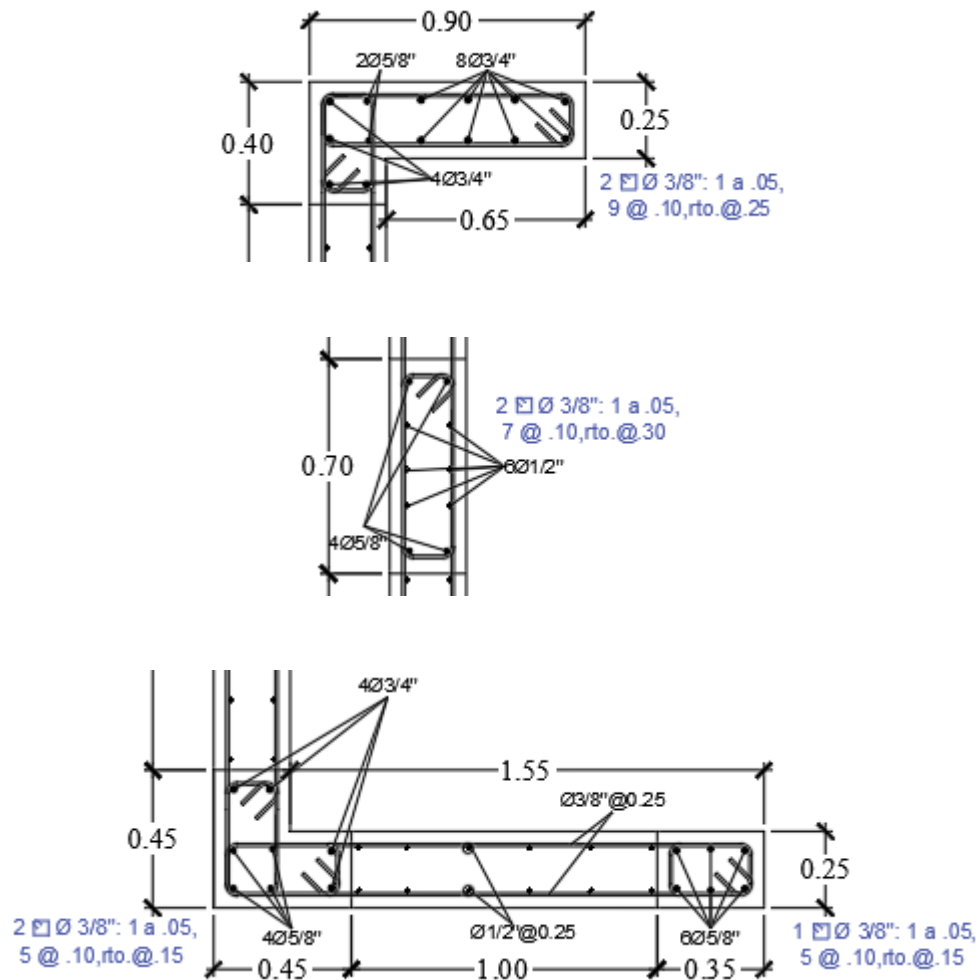


Figura 41: Detalle de elementos de borde.

Bloque 2: Placa - 6

DATOS	
T	25 cm
AbV	1/2" = 1.29cm ²
AbH	3/8" = 0.71cm ²
PV	0.002
PV	0.0015

Para el refuerzo vertical:

$$S_{max} = \frac{2 * 1.29}{0.0015 * 25} = 69cm$$

$$\Rightarrow S_{max} = 67.5cm$$

Se utilizó un espaciamiento de 20cm para un ϕ de 1/2" debido a las condiciones del diagrama de interaccion.

Para el refuerzo horizontal:

$$S_{max} = \frac{2 * 0.71}{0.002 * 25} = 28.4cm$$

$$\Rightarrow S_{max} = 27.5 cm$$

Se utilizó un espaciamiento de 25cm para un ϕ de 3/8" debido a las condiciones del diagrama de interaccion.

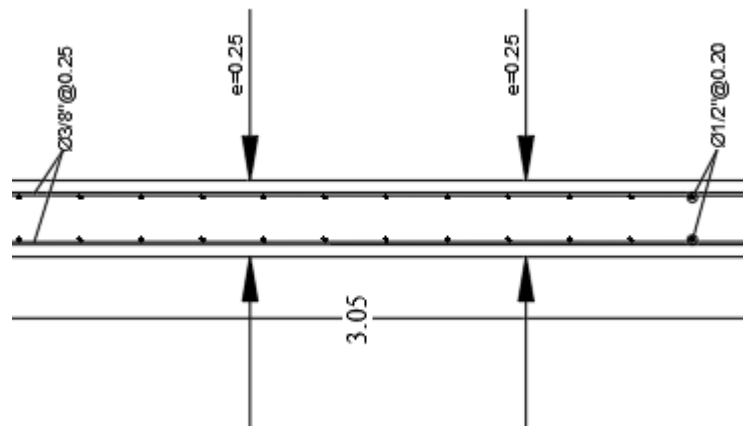


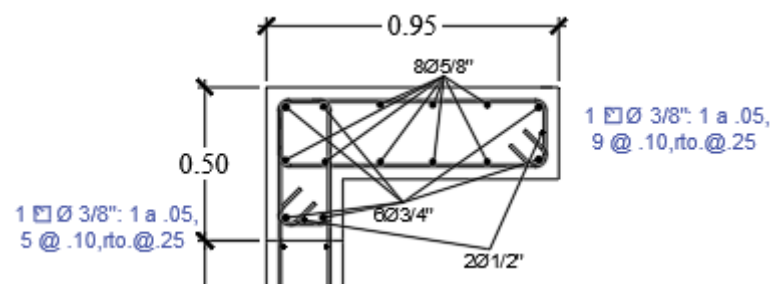
Figura 42: Detalle de refuerzo horizontal y vertical.

Para los elementos de borde:

Elemento de borde 1: Se consideraron poner estribos 1@0.05, 9@0.10 y resto@0.25.

Elemento de borde 2: Se consideraron poner estribos 1@0.05, 5@0.10 y resto@0.20.

Elemento de borde 3: Se consideraron poner estribos 1@0.05, 5@0.10 y resto@0.20.



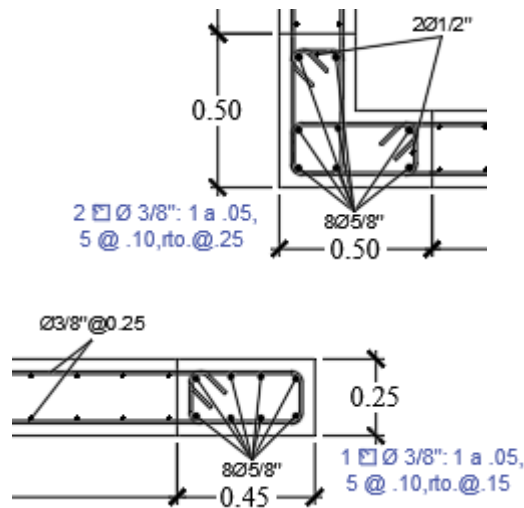


Figura 43: Detalle de elementos de borde.

4.6.9. Diseño de Placa de Cimentación

Se plantea una placa como cimentación para este presente proyecto, debido a las características físicas del suelo, obteniendo como promedio 1.11 kg/cm². Los detalles del análisis de suelos elaborado por el laboratorio de la Universidad Cesar Vallejo se estarán anexando al final de esta presente tesis.

4.6.9.1. Exportación de las cargas actuantes en la base

Los casos de carga del programa ETABS fueron exportados para ser usados en el programa SAFE para el diseño de placa de cimentación.

Load Cases	
Load Case Name	Load Case Type
Peso Propio	Linear Static
CV entre piso	Linear Static
CV azotea	Linear Static
CM externa	Linear Static
Sismo Est. X + ex acc	Linear Static
Sismo Est. X - ex acc	Linear Static
Sismo Est. Y + ex acc	Linear Static
Sismo Est. Y - ex acc	Linear Static
Sismo Dinam X	Response Spectrum
Sismo Dinam Y	Response Spectrum

Figura 44: Casos y tipos de carga.

Bloque 1:

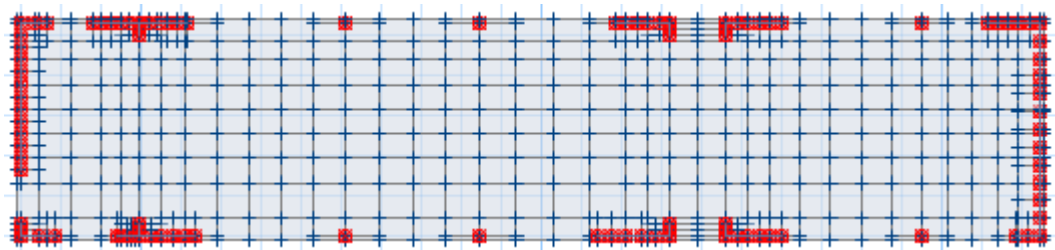


Figura 45: Fuerzas en la base del bloque 1.

Bloque 2:

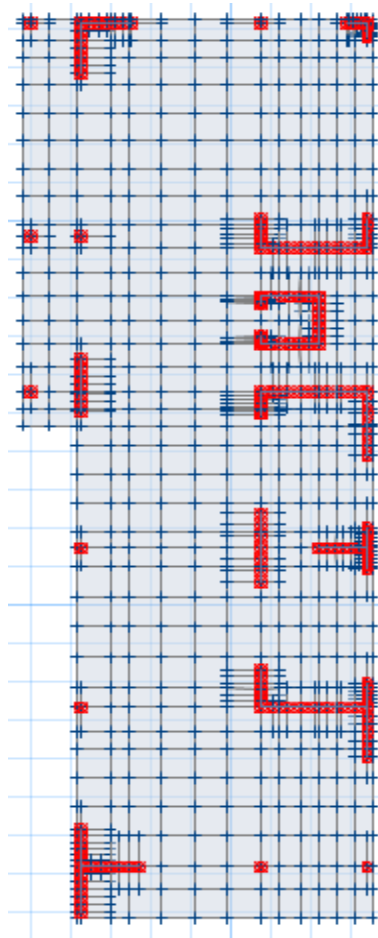


Figura 46: Fuerzas en la base del bloque 2.

Las acciones por carga se ven aplicadas en los puntos rojos mostradas en la figura.

4.6.9.2. Idealización de la platea

Se estableció un peralte de 0.80m. para la platea de cimentación tanto para el bloque 1 y 2. La relación de este peralte va en consecuencia de la capacidad portante del suelo, obteniendo como esfuerzo admisible promedio 1.11 kg/cm².

Bloque 1:



Figura 47: Platea de cimentación del bloque 1.

Bloque 2:

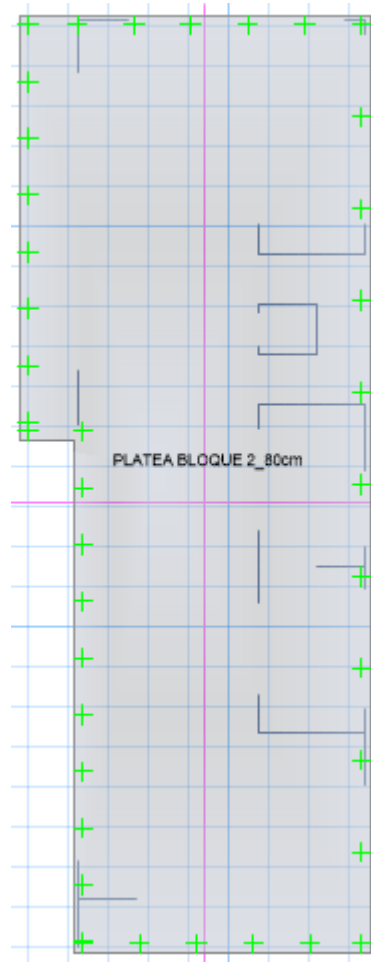


Figura 48: Placa de cimentación del bloque 2.

4.6.9.3. Combos de diseño

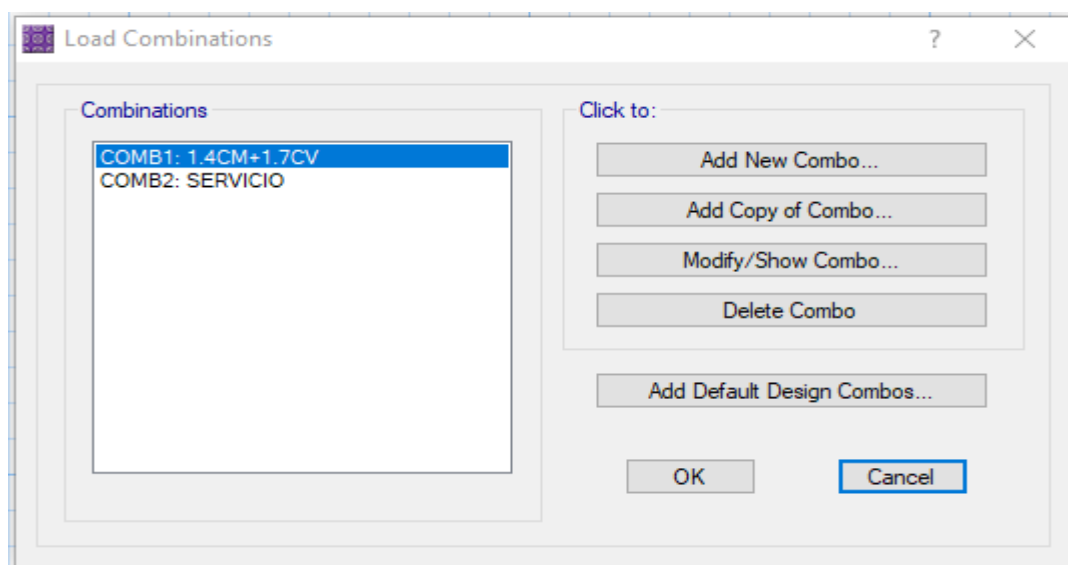


Figura 49: Combos de diseño para el bloque 1 y 2.

Para el análisis se crearon los combos de diseño de los cuales, la carga de servicio (CM + CV) será para los esfuerzos admisibles y la carga ultima de diseño ($1.4CM+1.7CV$) será para el cálculo de los aceros requeridos.

4.6.9.4. Comportamiento del suelo frente a cargas actuantes

La capacidad portante del suelo promedio según el estudio de mecánica de suelos será de 1.11 kg/cm^2 por lo tanto los esfuerzos transmitidos a la platea no deben de superar esta resistencia.

Bloque 2:

La presión que ejerce la platea sobre el terreno de fundación en el bloque 2 llega a alcanzar un máximo de -1.08 muy por encima de -1.11 que es el promedio calculado de nuestro proyecto.

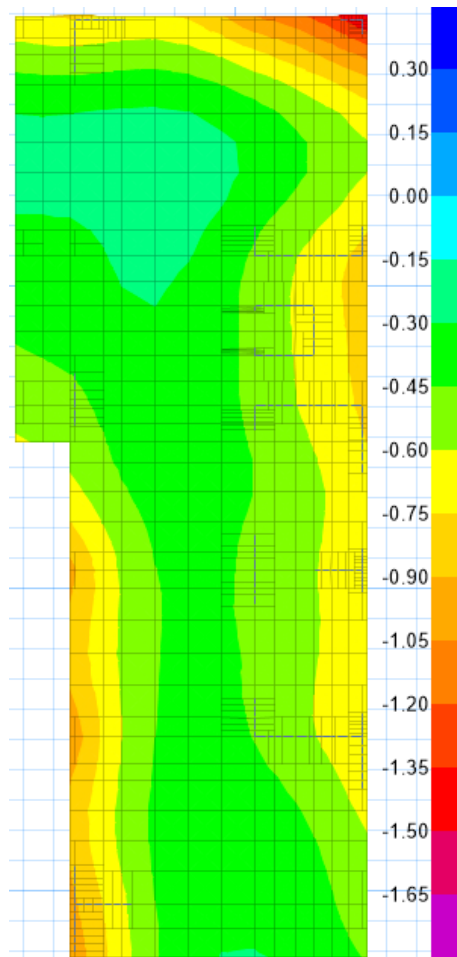


Figura 50: Reacción del suelo frente a cargas verticales del bloque 2.

Bloque 1:

La presión que ejerce la platea sobre el terreno de fundación en el bloque 1 llega a alcanzar un máximo de -1.05 muy por encima de -1.11 que es el promedio calculado de nuestro proyecto.

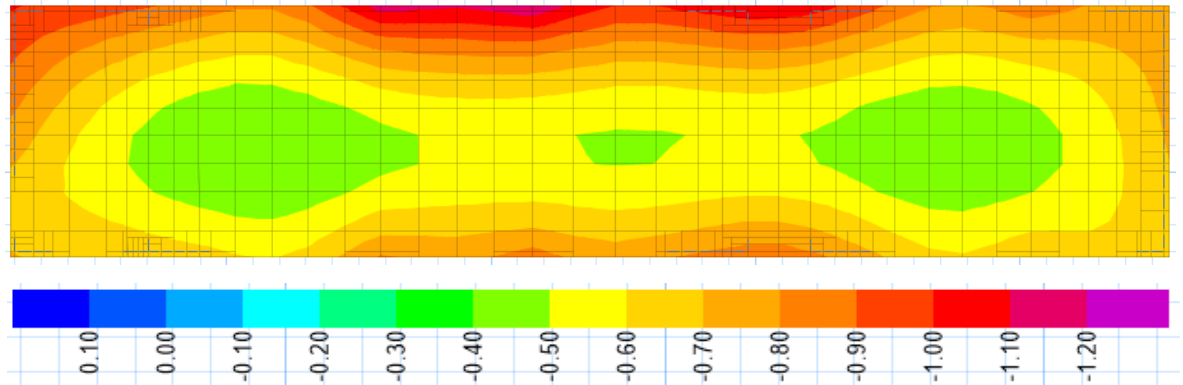


Figura 51: Reacción del suelo frente a cargas verticales del bloque 1.

4.6.9.5. Diseño

4.6.9.5.1. Verificación por punzonamiento

Las columnas apoyadas en la platea producen el efecto de punzonamiento a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el que la zapata se somete a una compresión vertical, si el esfuerzo es muy grande la zapata o platea tiende a fallar.

La condición para que la placa no falle se expresa de la siguiente manera:

$$V_u < \Phi V_c$$

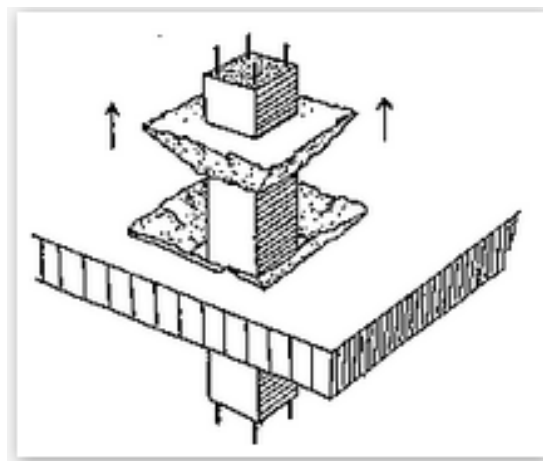


Figura 52: Falla por punzonamiento.

ACI 318-14 Punching Shear Check & Design

Bloque 1: Columna C2 - Excéntrica

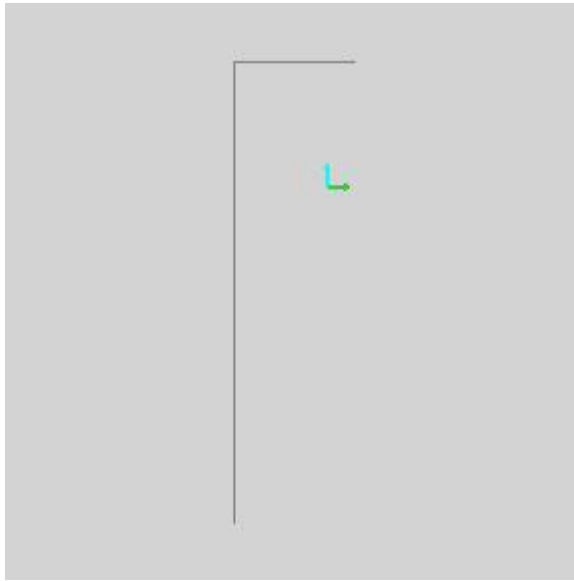


Figura 53: Perímetro de punzonado de columna C2 del bloque 1.

Geometric Properties

Combination = COMB1:1.4CM+1.7CV

Point Label = 219

Column Shape = Rectangular

Column Location = Edge

Global X-Coordinate = 2882.5 cm

Global Y-Coordinate = 0 cm

Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 71.4125 cm

Eff. Punching Perimeter = 297.875 cm

Cover = 8.5875 cm

Conc. Comp. Strength = 210 kgf/cm²

Reinforcement Ratio = 0.0000

Section Inertia I₂₂ = 13035054.6 cm⁴

Section Inertia I₃₃ = 97471892.01 cm⁴

Section Inertia I₂₃ = 0 cm⁴

Gamma_{v2} = 0.295272

Gamma_{v3} = 0.514741

Moment Mu2 = 4574318.7 kgf-cm

Moment Mu3= -135934.81 kgf-cm

Shear Force = -119760.75 kgf

Unbalanced Moment Mu2 = 1350670.37 kgf-cm

Unbalanced Moment Mu3 = -69971.27 kgf-cm

Max Design Shear Stress = 10.45 kgf-cm²

Conc. Shear Stress Capacity = 10.66 kgf-cm²

Punching Shear Ratio = 0.98

Bloque 1: Columna C2 – Esquina

Geometric Properties

Combination = COMB1: 1.4CM+1.7CV

Point Label = 350

Column Shape = Rectangular

Column Location = Corner

Global X-Coordinate = 1175 cm

Global Y-Coordinate = 165 cm

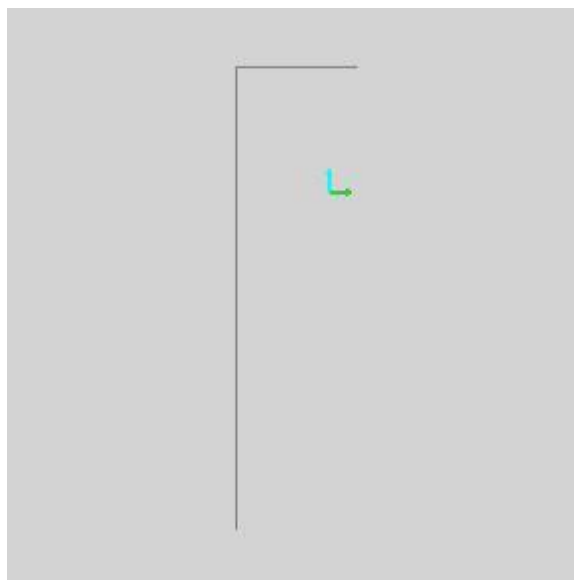


Figura 54: Perímetro de punzonado de columna C2 del bloque 2.

Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 71.4125 cm

Eff. Punching Perimeter = 316.9625 cm
 Cover = 8.5875 cm
 Conc. Comp. Strength = 210 kgf/cm²
 Reinforcement Ratio = 0.0000
 Section Inertia I₂₂ = 160698486 cm⁴
 Section Inertia I₃₃ = 7703743.28 cm⁴
 Section Inertia I₂₃ = 0 cm⁴
 Gamma_{v2} = 0.565849
 Gamma_{v3} = 0.4
 Moment Mu₂ = -2005899.41 kgf-cm
 Moment Mu₃ = 1950765.24 kgf-cm
 Shear Force = -34690.43 kgf
 Unbalanced Moment Mu₂ = -1135036.04 kgf-cm
 Unbalanced Moment Mu₃ = -780306.1 kgf-cm
 Max Design Shear Stress = 8.2 kgf-cm²
 Conc. Shear Stress Capacity = 12.56 kgf-cm²
 Punching Shear Ratio = 0.65

Los resultados presentados en el análisis corresponden a los esfuerzos internos de la platea y las actuantes en ella.

Los datos resultados en azul, corresponden a la relación entre el ΦV_c de diseño y el V_u actuante, este resultado es menor a 1 por lo que la falla por punzonamiento no existe.

4.6.9.5.2. Acero

Se impuso el acero mínimo en la platea de cimentación como se establece en la norma técnica E060 de ser requerido, el cálculo del acero se realizó con el máximo momento de diseño.

$$\begin{aligned}
 A_s \min &= 0.0018 * b * h \\
 A_s &= \frac{0.85 * f'_c * b * dt * 10^2}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^3}{0.85 * \Phi * f'_c * b * dt^2}} \right]
 \end{aligned}$$

A. Acero requerido en la dirección X_X

Bloque 1:

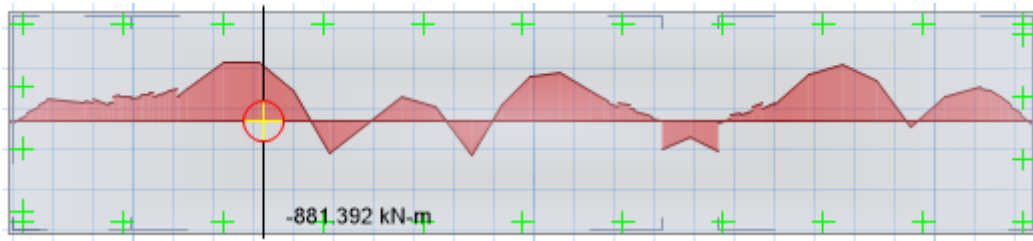


Figura 55: Momento de diseño en la dirección X para platea del bloque 1.

Se dispuso de refuerzo inferior $\varnothing 1/2 @ 0.40\text{m.}$ y superior $\varnothing 3/4 @ 0.20\text{m.}$

Bloque 2:

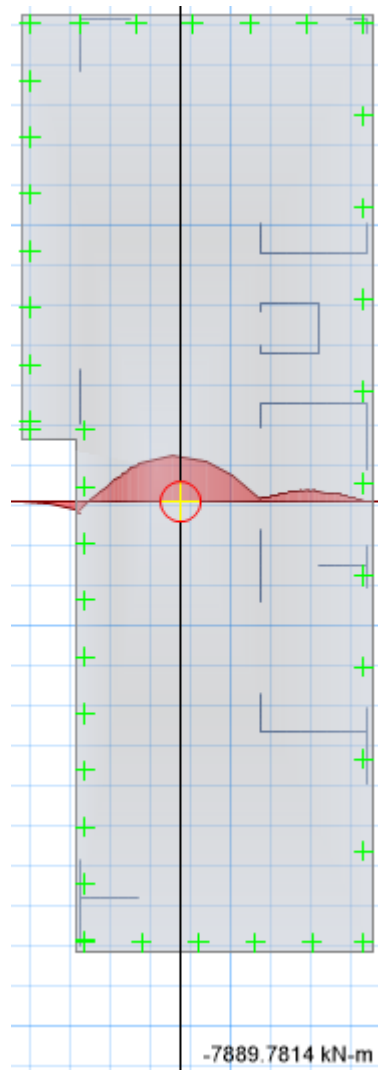


Figura 56: Momento de diseño en la dirección X para platea del bloque 2.

Se dispuso de refuerzo inferior $\varnothing 3/4 @ 0.175\text{m.}$ y superior $\varnothing 3/4 @ 0.175\text{m.}$

B. Acero requerido en la dirección Y_Y

Bloque 1:

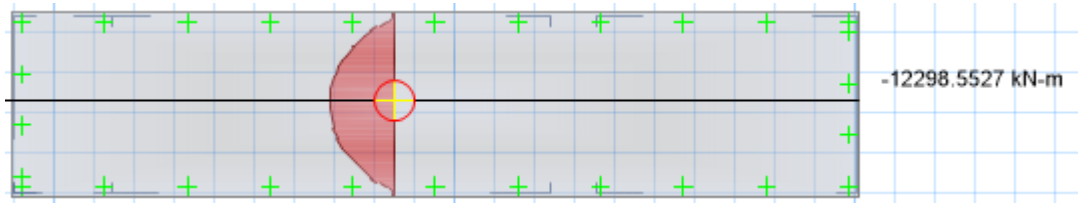


Figura 57: Momento de diseño en la dirección Y para platea del bloque 1.

Se dispuso de refuerzo inferior $\varnothing 1/2 @ 0.30\text{m.}$ y superior $\varnothing 3/4 @ 0.175\text{m.}$

Bloque 2:

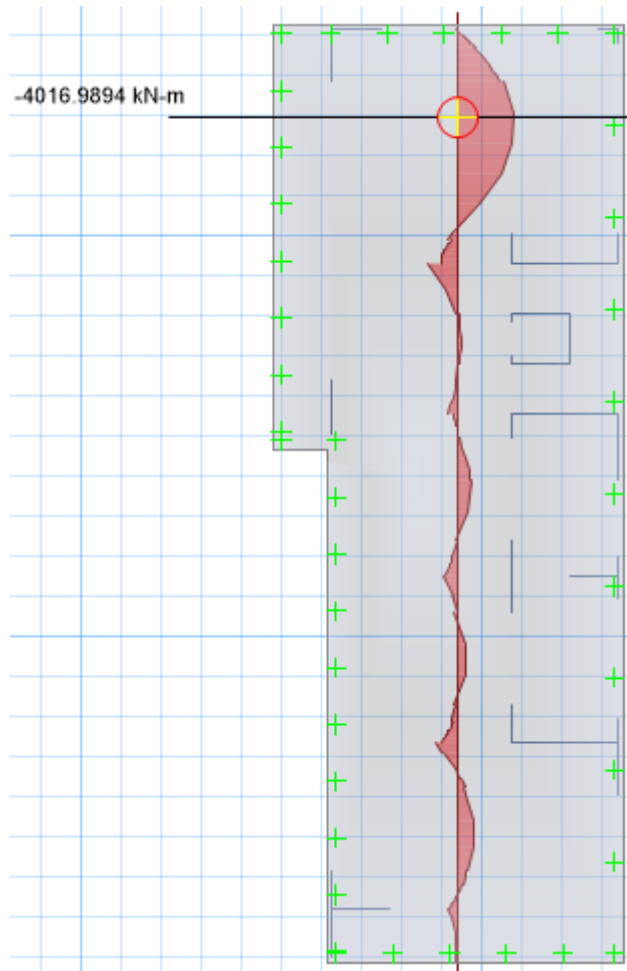


Figura 58: Momento de diseño en la dirección Y para platea del bloque 2.

Se dispuso de refuerzo inferior $\varnothing 3/4 @ 0.20\text{m.}$ y superior $\varnothing 3/4 @ 0.20\text{m.}$

IV. DISCUSIÓN

En la tesis realizada por Ortiz (2012), “Diseño estructural sismorresistente de los edificios de departamentos de hormigón armado “LIMBURG PLATZ” de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes”, busca realizar un comparativo entre cuál de los sistemas estructurales es más recomendable para garantizar el correcto comportamiento sísmico estructural, obteniendo finalmente que el sistema más factible para dicha situación es un sistema estructural dual. Por nuestra parte, en la presente tesis también optamos por el uso de un sistema estructural dual, visto que los desplazamientos en ambos ejes con un simple sistema aporticado, no es para nada factible debido a la falta de rigidez, entonces el estudio de Ortiz nos sirve para examinar el correcto comportamiento de una estructura conformada por un sistema dual, la cual debe estar plenamente preparada para resistir las alteraciones de la misma al momento que se presente un evento sísmico y garantice asimismo la seguridad total de sus ocupantes.

En la investigación realizada por D’ Ambrosio y Zamora (2017), “Hotel y Resort 4 estrellas en la ciudad de Zorritos – Tumbes”, su estudio determina que el diseño de un hotel debe brindar los servicios necesarios para que los turistas posean dentro de sus instalaciones, los ambientes necesarios para satisfacer las distintas actividades de ocio y distracción que un hotel puede ofrecer. Esto nos permitió a nosotros realizar la distribución arquitectónica correcta para que, a futuro en una posible ejecución del proyecto mostrado, este contenga todos los ambientes ideales para que los usuarios gocen de gratos días de relajo y dispersión en contacto armonioso con la naturaleza.

En la tesis realizada por Cruz y Dieguez (2015), “Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz-Trujillo”, propuso el diseño de un bloque multifamiliar donde la mejor opción para el funcionamiento del edificio fue trabajar con muros estructurales y sistema de pórticos unidos (Sistema Dual), así como también la presencia de losas tanto aligeradas, como macizas; controlando así que los desplazamientos no sean excesivos. A esto agregamos que en nuestra investigación, también realizamos el diseño de losas unidireccionales en los paños más irregulares, como losas en dos direcciones en los paños más regulares para garantizar la reducción de costo en comparación de la realización de una losa maciza, la cual si optamos en los tramos donde se ubicará la escalera para garantizar el total apoyo de ella en la losa y no

genere malos efectos bajo la presencia de cargas externas, teniendo a todo el sistema en excelente y coordinado funcionamiento.

En la tesis de Afuso (2017), “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco”, se llegó a la conclusión que las correctas distribuciones de los elementos estructurales, en especial las placas, garantizaron la rigidez y controlaron correctamente los desplazamientos en ambas direcciones, obteniendo el dato más desfavorable 0.00624, dato menor al permitido por la norma E-030: 0.007. A lo cual efectivamente nosotros estamos totalmente de acuerdo ya que la adecuada distribución de estos elementos, en armonía con la arquitectura, facilitará el poder cumplir con los análisis y diseños dispuestos en las normas, pero eso sí, todo debe estar bien calculado y diseñado, sobre todo supervisado al momento de su ejecución ya que se debe cumplir con los correctos estándares de calidad y seguridad.

V. CONCLUSIONES

- ✓ Se realizó el levantamiento topográfico con estación total y se delimitó el terreno a trabajar, contando con un área de 3807 m² de trabajo, obteniendo como cota más baja 2683.90 m. y como cota más alta 2696.00 m., el terreno se clasifica según su orografía como terreno ondulado llegando a alcanzar un 27.7% de pendiente transversal.
- ✓ El estudio de mecánica de suelos se realizó en 3 calicatas a una profundidad de 3 metros cada una, de acuerdo con el área que abarcara el diseño (586.47 m²). Los resultados fueron realizados por los profesionales encargados del laboratorio de suelos de la UCV, logrando obtener como resultado; Arena arcillosa con grava según clasificación SUCS y como grava y arena limo o arcillosa según AASTHO, 1170 kg/m³ de peso por unidad de volumen, capacidad portante promedio de 1.11 kg/cm² y una profundidad de cimentación recomendada de 2 m.
- ✓ El diseño arquitectónico se realizó cumpliendo con los requisitos que se establecen en la NT. A010 (Condiciones generales de diseño) contemplándolo como un edificio para hospedaje cumpliendo con los requisitos de la NT. A030 (Hospedaje). El hotel cuenta con una cocina amplia, restaurante, piscina, área de juegos para niños, áreas verdes, bar, sala común, discoteca, baños para damas y caballeros, cuenta con habitaciones de 4.02m² en promedio, ancho de pasadizo como mínimo de 2.00m², altura del primer entre piso 3.10m, del segundo entre piso 2.90 y los demás pisos son comunes de 2.70m de altura.
- ✓ El análisis sismorresistente se realizó con el software ETABS, programa donde se modeló la estructura y se establecieron los parámetros sísmicos de diseño, asignación y combinación de cargas, lo cual nos dio como resultado el comportamiento de la estructura, donde las distorsiones angulares máximas obtenidas en el primer bloque fueron 0.00436 en el eje X y 0.00293 en el eje Y, en el segundo bloque las derivas máximas fueron 0.00291 en el eje X y 0.00522 en el eje Y, las cuales son menores que el valor 0.007 permitido por la norma E.030, así también se demostró que en el primer bloque no se presentan irregularidades, ni en altura, ni en planta, caso

contrario al segundo bloque el cual presentó irregularidad por esquina entrante, bloque en el cual se tuvo que modificar el coeficiente de reducción sísmica para así obtener las nuevas distorsiones angulares, finalizando con el cálculo del factor de amplificación para la cortante dinámica y el cálculo de la junta sísmica en la cual obtuvimos un valor de 20 cm entre ambos bloques.

- ✓ El diseño estructural de la edificación fue realizado de acuerdo con las normas técnicas E.020, E030, E050, E060 del Reglamento Nacional de Edificaciones y los programas del CSI (ETABS y SAP2000) mediante los cuales obtuvimos elementos resistentes a corte, flexión y torsión teniendo como refuerzo fierro de 3/8", 5/8" respectivamente en la mayoría de los elementos. Para el diseño de muros no estructurales se logró alcanzar resistencia al momento flector siendo esta menor a 1.5 kg/cm², del mismo modo se logró alcanzar la resistencia al corte siendo menor a 0.5 kg/cm², como establece la norma E-070.







VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que, en los terrenos de considerable desnivel, como es el caso de los terrenos en la alta costa, sierra y selva, se efectúe un correcto levantamiento topográfico, considerando que los puntos tomados se encuentren en tramos cortos, para obtener así curvas de nivel más cercanas, facilitando el trabajo con las mismas.
- Respecto al procedimiento para extraer las muestras de suelo, debemos tener en cuenta que es recomendable extraer todas las unidades durante el mismo día, también se recomienda no alterar el suelo humedeciéndolo o agregando productos que puedan alterar sus propiedades, asimismo si se van a ejecutar calicatas de grandes dimensiones en un terreno inestable, se deben realizar entibados para evitar así deslizamientos del suelo y desastres que afecten al personal que se encuentren laborando dentro de éstas. Finalmente, el estudio de suelos se debe realizar en un laboratorio de confianza y vasta experiencia, en el cual como usuarios sepamos que realmente los datos proporcionados serán de confianza para realizar el proyecto requerido.
- Para la elaboración de la arquitectura, se recomienda que la distribución de los ambientes sea la óptima para garantizar la comodidad y el confort del cliente: habitaciones y baños amplios, amplios pasadizos, ambientes para ejercer el ocio (sala de baile, bar, sala de juegos, salas de estar, bien implementadas), todos los ambientes antes mencionado deben poseer una óptima iluminación, y acorde a su ubicación estratégica y geográfica ofrecer las mejores vistas para el deleite visual de todos los ocupantes. Otro aspecto importante a tener en cuenta en el tema arquitectónico es que, en los pisos más elevados, por el hecho de estar en un ambiente frío, se desarrollen maneras para climatizar cada uno de los ambientes y evitar el ingreso de los fuertes vientos y tratar de aislar el calor en cada uno de estos.
- Para el análisis sismorresistente, se deben colocar todas las cargas presentes en la estructura, sin obviar ninguna, se recomienda identificar y aplicar las cargas existentes en el modelo virtual (tal es el caso de las columnetas, viguetas, etcétera.), también es recomendable comprobar todas las irregularidades presentes tanto en altura como en planta, buscando regular en todo momento las distorsiones angulares

en la edificación, asimismo se recomienda controlar las deflexiones en las losas aligeradas, ya que realizando esto, vamos a evitar que luego de la colocación de los acabados, estos se fisuren al momento que la losa sufra los efectos antes mencionados, lo cual podemos apreciarlo en la tabla 9.2 de la norma técnica E.060 del R.N.E.

- Para el diseño de concreto armado es recomendable buscar en todo momento el uso moderado de materiales, ni colocar concreto de poca, ni de mucha resistencia, asimismo tratar de utilizar el acero necesario, ya que hablando económicamente son materiales que son costosos a la hora de realizar la ejecución de alguna obra, de la misma forma al realizar los cálculos requeridos no se debe depender totalmente de la norma peruana, ya que también debemos tener cierto criterio para diseñar algunas cosas, de esta manera debemos aprovechar en utilizar todos y cada uno de los aprendizajes y conocimientos obtenidos en las sesiones de clase a lo largo de nuestra carrera universitaria.

VII. REFERENCIAS

-  AFUSO, Minoru. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de barranco. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Pontifica Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2017. 117 pp.
Disponibile en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/9336>
-  BELTRÁN, Álvaro. Libro de Texto: Costos y Presupuestos. [en línea]. México. Instituto Tecnológico de Tepic. Enero. 2012. 174 pp. [fecha de consulta: 25 de septiembre de 2018].
Disponibile en:
<https://icittepic.wikispaces.com/file/view/COSTOS+Y+PRESUPUESTOS.pdf>
-  BUSTAMANTE, Orlando. Diseño del edificio multifamiliar “Los Robles” urbanización santa maría, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia Chiclayo, región Lambayeque 2017. Tesis (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, 2017. 164 pp.
Disponibile en <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/16746>
-  CHOCOOJ, Manuel. Hotel boutique basado en principios bioclimáticos y sostenibles. Tesis (Licenciatura en arquitectura). Guatemala de la Asunción: Universidad Rafael Landívar, Facultad de arquitectura y diseño, 2014. 140 pp.
Disponibile en <http://biblio3.url.edu.gt/Tesario/2014/03/01/Chocooj-Manuel.pdf>
-  CRUZ, Iván y DIEGUEZ, Valia. Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismo-resistente en la urbanización Soliluz– Trujillo. Tesis (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, 2015. 112 pp.
Disponibile en <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/2099>
-  D’ AMBROSIO, Lizeth y ZAMORA, Ana. Hotel y Resort 4 estrellas en la ciudad Zorritos – Tumbes. Tesis (Arquitecto). Lima: Universidad Ricardo Palma, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, 2017. 152 pp.
Disponibile en <http://repositorio.urp.edu.pe/handle/urp/1092>

- ✚ ESPINACE, Raúl y SANHUEZA, Carola. Texto guía para la Cátedra de Mecánica de Suelos. [en línea]. Chile. Pontifica Universidad Católica de Chile. Santiago de Chile. 2004. 295 pp. [fecha consultada: 2 de octubre de 2018]
Disponibile en: <https://es.scribd.com/doc/130932487/Libro-Mecanica-de-Suelo>
- ✚ GOÑI, Luis. Hotel en Playa Rosada, Provincia de Santa Elena: Energías pasivas aplicadas al diseño. Tesis (Arquitecto). Quito: Universidad San Francisco de Quito, Colegio de arquitectura y diseño interior, 2014. 57 pp.
Disponibile en: <http://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/3105>
- ✚ GARCÍA, Rafael y GARCÍA, Antonio. Introducción a la construcción arquitectónica. [en línea]. España. Escuela Técnica Superior Arquitectónica de Sevilla. Sevilla. 1998. 11 pp. [fecha consultada: 22 de junio de 2019]
Disponibile en:
<http://fama2.us.es/earq/mdd/construccion1/Temas/anexo/tema20/Apuntes.pdf>
- ✚ GUEVARA, Irma y VERA, Engels. Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant-ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia Santa, Tesis (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, 2013. 100 pp.
Disponibile en <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/1136>
- ✚ INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA. INEI. 7 de febrero de 2008. Disponibile en: <https://www.inei.gob.pe/>
- ✚ JIMÉNEZ, Gonzalo. Topografía para Ingenieros Civiles. [en línea] Colombia. Universidad de Quindío. Armenia 2007. 190 pp. [fecha de consulta: 28 de septiembre de 2018].
Disponibile en:
https://www.researchgate.net/profile/Gonzalo_Jimenez_Cleves/publication/256762003_TOPOGRAFIA_PARA_INGENIEROS_CIVILES/links/00b7d523bb5a690499000000/TOPOGRAFIA-PARA-INGENIEROS-CIVILES.pdf
- ✚ LOAYZA, José y CHÁVEZ, Roberto. Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Pontifica Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2015. 85 pp.
Disponibile en: <http://tesis.pucp.edu.pe:8080/repositorio/handle/123456789/6106>

- ✚ MCCORMAC, Jack y BROWN, Russell. Diseño de concreto reforzado. 8° ed. México: Alfaomega Grupo Editor, 2011. 724 pp. ISBN: 978-607-707-231-7
- ✚ MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado. [en línea] Perú. 3° Edición por Fondo Editorial ICG (Instituto de la Construcción y Gerencia). Mayo. 2006. 226 pp. [fecha consultada: 28 de septiembre de 2018]. Disponible en: <https://es.scribd.com/doc/283887100/Diseno-en-Concreto-Armado-ROBERTO-MORALES-MORALES>
- ✚ MORALES, Roberto. Deformaciones de las Estructuras. [en línea]. 2013. Revista de la Universidad de Mendoza. [fecha de consulta: 28 de septiembre de 2018] Disponible en: www.um.edu.ar/ojs-new/index.php/RUM/article/download/107/12
- ✚ MOROCHO, Fernando. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Pontifica Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2016. 96 pp. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/6628>
- ✚ MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OTUZCO. Tecnologías de la Información y Comunicación. 23 de enero de 2018. Disponible en: <http://muniotuzco.gob.pe/>
- ✚ NORMAS Legales (Perú). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E.020 Cargas. [en línea]. Lima: RNE, 2006. 8 pp. [fecha de consulta: 4 de octubre de 2018]. Disponible en: http://cdnweb.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_020.pdf
- ✚ NORMAS Legales (Perú). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E.030 Diseño Sismo-resistente. [en línea]. Lima: RNE, 2016. 30 pp. [fecha de consulta: 4 de octubre de 2018]. Disponible en: http://cdnweb.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/DS0032016_E.030.pdf

- ✚ NORMAS Legales (Perú). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones. [en línea]. Lima: RNE, 2006. 18 pp. [fecha de consulta: 4 de octubre de 2018].
Disponible en:
http://cdnweb.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_050.pdf

- ✚ NORMAS Legales (Perú). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E.060 Concreto Armado. [en línea]. Lima. RNE, 2009. 201 pp. [fecha de consulta: 4 de octubre de 2018].
Disponible en: <http://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>

- ✚ ORTIZ, Estefany. Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado “Limburg Platz” de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes. Tesis (Ingeniero Civil). Ambato: Universidad Técnica de Ambato, Facultad de ingeniería civil y mecánica, 2012. 374 pp.
Disponible en: <http://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/3770>

- ✚ PERÚ es elegido como “mejor destino turístico de las Américas” por segundo año consecutivo [en línea]. Gestión. PE. 01 de agosto de 2018. [fecha consultada: 1 de noviembre de 2018]. Disponible en: <https://gestion.pe/economia/peru-elegido-mejor-destino-turistico-americas-segundo-ano-consecutivo-234987>

- ✚ REVISTA ARQHYS. 2012, 12. Mecánica de Suelos. Equipo de colaboradores y profesionales de la revista ARQHYS.com. Recuperado de: <https://www.arqhys.com/arquitectura/mecanica-suelos.html>.

- ✚ ROCHEL, Roberto. Análisis y diseño sísmico de edificios. [en línea]. Colombia. 2da. Edición. Fondo editorial Universidad EAFIT. Medellín. 2012. 388 pp. [fecha consultada: 29 de octubre del 2018].
Disponible en: <https://es.slideshare.net/juantul/anlisis-y-diseo-ssmico-de-edificios2daed-roberto-rochel-awad>

- ✚ RODRÍGUEZ, William. Capacidad portante de los suelos [en línea]. Perú, 2018 [Fecha de consulta: 23 de octubre de 2018].

Disponible en:

http://www.academia.edu/4403901/CAPACIDAD_PORTANTE_DE_LOS_SU_ELOS._BEARING_CAPACITY_OF_SOILS



SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Análisis de Edificios. [en línea] Perú. 1° Edición por Fondo Editorial de la PUCP (Pontifica Universidad Católica del Perú). Marzo. 1998. 344 pp. [fecha de consulta: 7 de octubre de 2018].

Disponible en: <https://es.slideshare.net/GuillermoFernandoZubieta/analisis-edificios> ISBN: 9972-42-112-0



VILLAREAL, Genner. Análisis Estructural. [en línea] Perú, Asamblea Nacional de Rectores. Lima. 2009. 327 pp. [fecha consultada: 14 de septiembre de 2018].

Disponible en: <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2009/09/ZLibro-AnalisisEstructural-GV.pdf>

VIII. ANEXOS

Anexo 1

Ubicación del terreno en donde se efectuará el diseño y análisis.



Anexo 2

Terreno donde se realizó el levantamiento topográfico y se realizará el EMS.



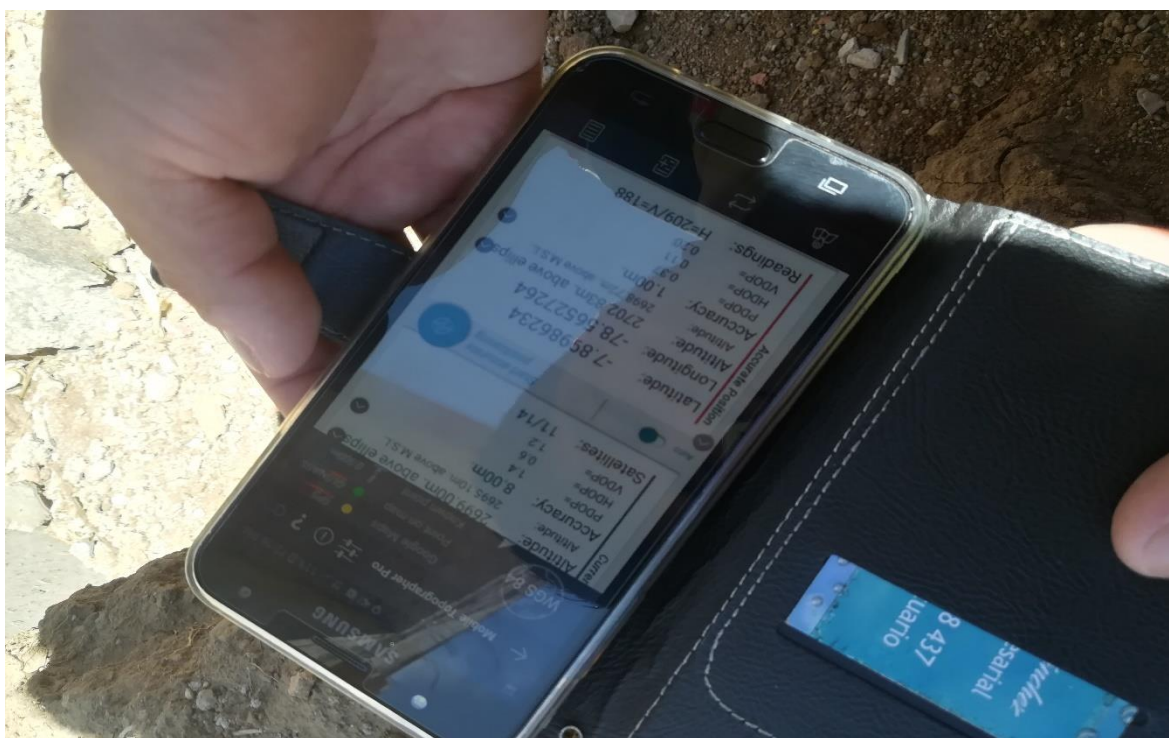
Anexo 3

Toma de puntos para delimitar el terreno en estudio



Anexo 4

Uso de aplicación Móvil para toma de puntos



Anexo 5
Inspección de calicata



Anexo 6
Vista panorámica sobre el terreno



Anexo 7

Profundidad de calicata



Anexo 8

Toma de datos del tipo estratos encontrados



Anexo 9
Excavación de calicatas



Anexo 10
Vista de terreno desde la cota superior



Anexo 11

Ubicación estratégica de calicatas



Anexo 12

Extracción de calicatas



Anexo 13

Extracción de calicatas



Anexo 14

Muestras para el Estudio de Mecánica de Suelos



Anexo 15

Estudio de suelos realizado por los laboratorios de la UCV



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018

SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHÓN BRAYAN

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD

FECHA : ABRIL DEL 2019

Calicata		Ubicación	Prof. Estrato	PROPIEDADES FÍSICAS							CLASIFICACIÓN		PROPIEDADES MECÁNICAS					
Nº	Estrato			% CH	% Finos	% Arenas	% Gravas	% LL	% LP	% IP	SUCS	AASHTO	MDS (g/cm3)	OCH %	CBR 100%	CBR 90%	PU (g/cm3)	Qadm. (Kg/cm2)
C-1	E-1	CALICATA 1	3.00 m	9.93	34.08	39.11	26.81	39	19	20	SC	A-2-6 (2)	-	-	-	-	1.188	1.18
C-2	E-1	CALICATA 3	3.00 m	10.55	32.50	33.56	33.94	44	17	27	SC	A-2-7 (2)	-	-	-	-	1.160	1.18
C-2	E-1	CALICATA 3	3.00 m	15.88	65.88	23.70	10.42	44	25	19	CL	A-7-6 (11)	-	-	-	-	1.152	1.00



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: [044] 485 000. Anx.: 7000.
Fax: [044] 485 019.

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

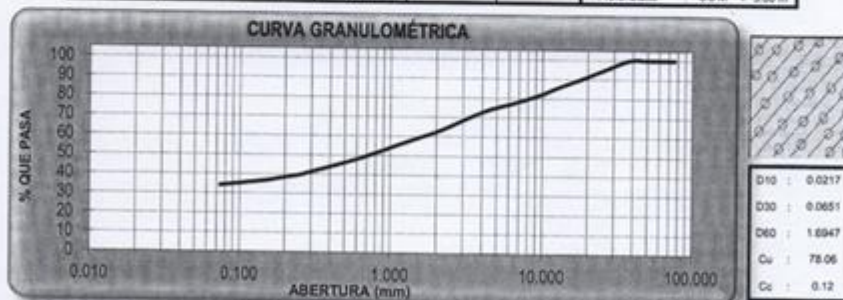
ASTM D-422

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZZO - LA LIBERTAD, 2016
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CALQUICHÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZZO - OTUZZO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-1 / E-1 / CALICATA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

DATOS DEL ENSAYO

Peso de muestra seca : 2000.00
Peso de muestra seca luego de lavado : 1318.34
Peso perdido por lavado : 681.66

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	9.93%
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	Límites e Índices de Consistencia
1"	25.400	106.24	5.31	5.31	94.69	
3/4"	19.050	78.90	3.95	9.26	90.74	
1/2"	12.700	102.85	5.14	14.40	85.60	L. Líquido : 39 L. Plástico : 19 Ind. Plasticidad : 20
3/8"	9.525	79.01	3.95	18.35	81.65	
1/4"	6.350	86.38	4.42	22.77	77.23	
No#4	4.750	80.79	4.04	26.81	73.19	Clas. SUCS : SC Clas. AASHTO : A-2-6 (2)
#5	2.360	171.14	8.56	35.37	64.63	
#10	2.000	46.32	2.32	37.68	62.32	
#15	1.180	124.55	6.23	43.91	56.09	Descripción de la Muestra
#20	0.850	82.65	4.13	48.04	51.96	
#30	0.600	78.40	3.92	51.96	48.04	
#40	0.420	71.63	3.58	55.54	44.46	SUCS: Arena arcillosa con grava AASHTO: Grava y arena limo-arcillosa / Regular a malo
#50	0.300	61.78	3.09	58.63	41.37	
#60	0.250	35.23	1.76	60.39	39.61	
#80	0.180	37.65	1.88	62.28	37.72	Tiene un % de finos de < 34.08%
#100	0.150	31.18	1.06	63.34	36.67	
#200	0.074	31.64	2.36	65.92	34.08	
< 200		681.66	34.08	100.00	0.00	Descripción de la Calicata
Total		2000.00	100.00			



CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



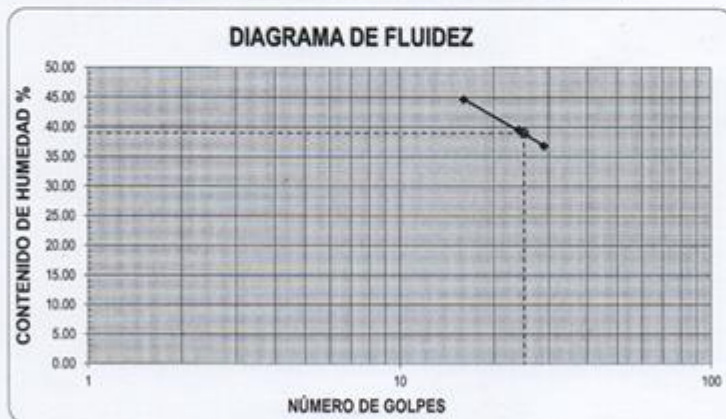
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

LÍMITES DE CONSISTENCIA
ASTM D-4318

PROYECTO	1	DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZZO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE	2	LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CALQUICHÓN BRAYAN
RESPONSABLE	2	ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN	2	OTUZZO - OTUZZO - LA LIBERTAD
FECHA	2	ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA	2	C-1 / E-1 / CALICATA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
N° de golpes	18	24	29	-	-
Peso de tara (g)	10.45	12.57	11.51	12.72	9.36
Peso de tara + suelo húmedo (g)	15.63	15.64	17.79	13.68	10.13
Peso tara + suelo seco (g)	14.03	14.77	16.10	13.50	10.01
Contenido de Humedad %	44.69	39.95	36.82	20.51	18.46
Límites %	39			19	



CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Atx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emmanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM D-2216

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018

SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORELLO CULQUICHICÓN BRAYAN

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDÍA

UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD

FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : G-1 / E-1 / CALICATA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216

Descripción	Muestra 01	Muestra 02	Muestra 03
Peso del tarro (g)	12.57	11.78	12.33
Peso del tarro + suelo húmedo (g)	148.56	139.65	154.28
Peso del tarro + suelo seco (g)	136.65	127.89	141.30
Peso del suelo seco (g)	124.08	116.13	128.97
Peso del agua (g)	11.91	11.78	12.98
% de humedad (%)	9.60	10.13	10.06
% de humedad promedio (%)	9.93		

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldía
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PESO UNITARIO DEL SUELO
ASTM D-2419

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-1 / E-1 / CALICATA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO UNITARIO DEL SUELO

Frasco Graduado

Muestra N°	1	2
Peso del frasco (gr)	121.50	121.50
Volumen del frasco (cm3)	1105.00	1105.00
Peso del Suelo Húmedo + Frasco (gr)	1401.80	1470.10
Peso del Suelo Húmedo (gr)	1280.30	1348.60
Peso Unitario Húmedo (gr/cm3)	1.159	1.220
Contenido de Humedad (%)	9.93%	
Peso Unitario Seco (gr/cm3)	1.157	1.219
Peso Unitario Seco Promedio (gr/cm3)	1.188	

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

C-1 / E-1

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZO - LA LIBERTAD, 2018

SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : OTUZO - OTUZO - LA LIBERTAD

FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-1 / E-1 / CALICATA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

CAPACIDAD DE CARGA

(Terzaghi 1943 y modificado por Vesic 1975)

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma$$

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

ASENTAMIENTO INICIAL

Teoría Elástica

$$S = C_\alpha q B \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right)$$

FACTORES DE FORMA (Vesic)

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Peso Unitario del Suelo encima del NNF

$\gamma' = 0.897$ ton/m³

Peso Unitario del Suelo debajo del NNF

$\gamma' = 1.188$ ton/m³

Profundidad de cimentación (ZAPATA)

= 2.00 m

Factor de seguridad

= 3

Profundidad de cimiento corrido

= 1.00 m

Sobrecarga en la base de la cimentación

$q = \gamma D = 1.79$ ton/m²

Sobrecarga en la base del cimiento corrido

$q = \gamma D = 0.90$ ton/m²

Relación de Poisson

$\nu = 0.20$

Módulo de elasticidad del suelo

$E_s = 380.00$ Kg/cm²

Factor de forma y rigidez cimentación corrida

$C_s = 79.00$ cm/m

Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada

$C_s = 82.00$ cm/m

Factor de forma y rigidez cimentación rectangular

$C_s = 112.00$ cm/m

CONSIDERANDO FALLA LOCAL POR CORTE

Ángulo de fricción ϕ	C (kg/cm ²)	Nc	Nq	N γ (Vesic)	Nq/Nc	Tan ϕ
24.00	0.020	19.324	9.603	9.442	0.489	0.445

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
0.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.47	0.49	0.04
0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.53	0.51	0.05
0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.58	0.53	0.06
0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.70	0.57	0.09
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.81	0.60	0.12

Se puede considerar como valor único de diseño:

qadmisible = 1.16 Kg/cm²

qadmisible = 11.56 tn/m²

Q = 16.65 tn

S = 0.29 cm

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
1.20	1.20	1.49	1.45	0.80	3.47	1.16	0.29
1.30	1.30	1.49	1.45	0.80	3.50	1.17	0.31
1.50	1.50	1.49	1.45	0.80	3.57	1.19	0.37
1.80	1.80	1.49	1.45	0.80	3.67	1.22	0.46
2.00	2.00	1.49	1.45	0.80	3.74	1.25	0.52

CARGA ADMISIBLE BRUTA

16.65 tn

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
1.00	1.20	1.41	1.37	0.87	3.28	1.09	0.31
1.20	1.50	1.39	1.36	0.88	3.33	1.11	0.38
1.50	1.80	1.41	1.37	0.87	3.47	1.16	0.49
1.80	2.00	1.44	1.40	0.84	3.62	1.21	0.61

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO			
SUCS	SC		
AASHTO	A-2-6 (2)		
ϕ °	C (Kg/cm ²)	P. u. (Tn/m ³)	
24.00	0.020	1.188	

CAMPUS TRUJILLO

Av. Larco 1770.

Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.

Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv_peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

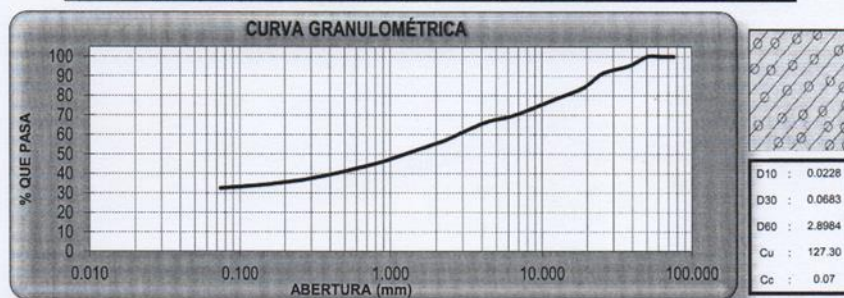
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
ASTM D-422

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-2 / E-1 / CALICATA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

DATOS DEL ENSAYO

Peso de muestra seca : 2000.00
Peso de muestra seca luego de lavado : 1349.98
Peso perdido por lavado : 650.02

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	10.55%
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	94.66	4.73	4.73	95.27	Límites e Índices de Consistencia
1"	25.400	79.08	3.95	8.69	91.31	L. Líquido : 44
3/4"	19.050	145.05	7.25	15.94	84.06	L. Plástico : 17
1/2"	12.700	109.60	5.48	21.42	78.58	Ind. Plasticidad : 27
3/8"	9.525	77.08	3.85	25.27	74.73	
1/4"	6.350	103.53	5.18	30.45	69.55	Clasificación de la Muestra
No4	4.175	69.87	3.49	33.94	66.06	Clas. SUCS : SC
8	2.360	172.10	8.61	42.55	57.45	Clas. AASHTO : A-2-7 (2)
10	2.000	39.68	1.98	44.53	55.47	Descripción de la Muestra
16	1.180	122.65	6.13	50.67	49.34	SUCS: Arena arcillosa con grava
20	0.850	72.53	3.63	54.29	45.71	AASHTO: Grava y arena limo o arcillosa / Regular a malo
30	0.600	60.29	3.01	57.31	42.69	Tiene un % de finos de = 32.50%
40	0.420	56.83	2.84	60.15	39.85	
50	0.300	45.46	2.27	62.42	37.58	
60	0.250	21.06	1.05	63.47	36.53	
80	0.180	27.66	1.38	64.86	35.14	
100	0.150	14.95	0.75	65.60	34.40	Descripción de la Calicata
200	0.074	37.90	1.90	67.50	32.50	C-2 : E-1
< 200		650.02	32.50	100.00	0.00	Profundidad : 0.0 m - 3.00 m
Total		2000.00	100.00			



CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emmanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

LÍMITES DE CONSISTENCIA
ASTM D-4318

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018

SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN

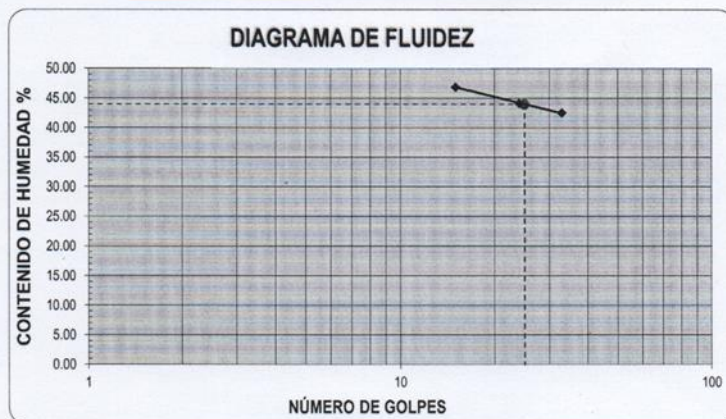
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD

FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-2 / E-1 / CALICATA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
N° de golpes	15	24	33	-	-
Peso de tara (g)	8.64	8.51	8.85	8.37	9.11
Peso de tara + suelo húmedo (g)	15.06	14.68	16.96	9.43	9.88
Peso tara + suelo seco (g)	13.01	12.79	14.54	9.28	9.76
Contenido de Humedad %	46.91	44.16	42.53	16.48	18.46
Límites %	44			17	



ECUACIÓN DE LA RECTA

(Elaborada a partir de los datos de los ensayos)

$$y = -5.578 \ln(x) + 61.978$$

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM D-2216

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-2 / E-1 / CALICATA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216

Descripción	Muestra 01	Muestra 02	Muestra 03
Peso del tarro (g)	7.76	8.49	8.38
Peso del tarro + suelo humedo (g)	87.44	77.38	81.04
Peso del tarro + suelo seco (g)	79.95	70.56	74.26
Peso del suelo seco (g)	72.19	62.07	65.88
Peso del agua (g)	7.49	6.82	6.78
% de humedad (%)	10.38	10.99	10.29
% de humedad promedio (%)	10.55		

CAMPUS TRUJILLO
 Av. Larco 1770.
 Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
 Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
 CIP: 211074
 Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PESO UNITARIO DEL SUELO
ASTM D-2419

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-2 / E-1 / CALICATA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO UNITARIO DEL SUELO

Frasco Graduado

Muestra N°	1	2
Peso del frasco (gr)	121.50	121.50
Volumen del frasco (cm ³)	1105.00	1105.00
Peso del Suelo Húmedo + Frasco (gr)	1413.90	1395.00
Peso del Suelo Húmedo (gr)	1292.40	1273.50
Peso Unitario Húmedo (gr/cm ³)	1.170	1.152
Contenido de Humedad (%)	10.55%	
Peso Unitario Seco (gr/cm ³)	1.168	1.151
Peso Unitario Seco Promedio (gr/cm ³)	1.160	

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

C-2 / E-1

PROYECTO	:	DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE	:	LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE	:	ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN	:	OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA	:	ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA	:	C-2 / E-1 / CALICATA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

CAPACIDAD DE CARGA

(Terzaghi 1943 y modificado por Vesic 1975)

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{\gamma}{2} B N_\gamma S_\gamma$$

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

ASENTAMIENTO INICIAL

Teoría Elástica

$$S = C_s q B \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right)$$

FACTORES DE FORMA (Vesic)

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Peso Unitario del Suelo encima del NNF

$\gamma = 0.875$ ton/m³

Peso Unitario del Suelo debajo del NNF

$\gamma' = 1.160$ ton/m³

Profundidad de cimentación (ZAPATA)

= 2.00 m

Factor de seguridad

= 3

Profundidad de cimienta corrido

= 1.00 m

Sobrecarga en la base de la cimentación

$q = \gamma D = 1.75$ ton/m²

Sobrecarga en la base del cimienta corrido

$q = \gamma D = 0.88$ ton/m²

Relación de Poisson

$\nu = 0.30$

Módulo de elasticidad del suelo

$E_s = 600.00$ Kg/cm²

Factor de forma y rigidez cimentación corrida

$C_s = 79.00$ cm/m

Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada

$C_s = 82.00$ cm/m

Factor de forma y rigidez cimentación rectangular

$C_s = 112.00$ cm/m

CONSIDERANDO FALLA LOCAL POR CORTE

Ángulo de fricción ϕ	C (kg/cm ²)	Nc	Nq	N γ (Vesic)	Nq/NC	Tan ϕ
24.50	0.018	20.006	10.117	10.133	0.506	0.456

CIMENTACIÓN CORRIDA

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
0.40	1.00	1.00	1.00	1.48	0.49	0.02	
0.50	1.00	1.00	1.00	1.54	0.51	0.03	
0.60	1.00	1.00	1.00	1.60	0.53	0.04	
0.80	1.00	1.00	1.00	1.72	0.57	0.05	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.83	0.61	0.07	

Se puede considerar como valor único de diseño:

qadmisible = 1.18 Kg/cm²

qadmisible = 11.81 tn/m²

Q = 17.01 tn

S = 0.18 cm

CIMENTACIÓN CUADRADA

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
1.20	1.20	1.51	1.46	0.60	3.54	1.18	0.18
1.30	1.30	1.51	1.46	0.60	3.58	1.19	0.19
1.50	1.50	1.51	1.46	0.60	3.65	1.22	0.23
1.80	1.80	1.51	1.46	0.60	3.75	1.25	0.28
2.00	2.00	1.51	1.46	0.60	3.83	1.28	0.32

CARGA ADMISIBLE BRUTA

17.01 tn

CIMENTACIÓN RECTANGULAR

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
1.00	1.20	1.42	1.38	0.67	3.35	1.12	0.19
1.20	1.50	1.41	1.36	0.68	3.40	1.13	0.23
1.50	1.80	1.42	1.38	0.67	3.54	1.18	0.30
1.80	2.00	1.46	1.41	0.64	3.70	1.23	0.38

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO

SUCS	SC
AASHTO	A-2-7 (2)
ϕ	C (Kg/cm ²)
24.50	0.018
	P. u. (Tn/m ³)
	1.160

CAMPUS TRUJILLO

Av. Larco 1770.

Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.

Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Ing. Bryan Emmanuel Cárdenas Saldaña

CIP: 211074

Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru

@ucv_peru

#saliradelante

ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

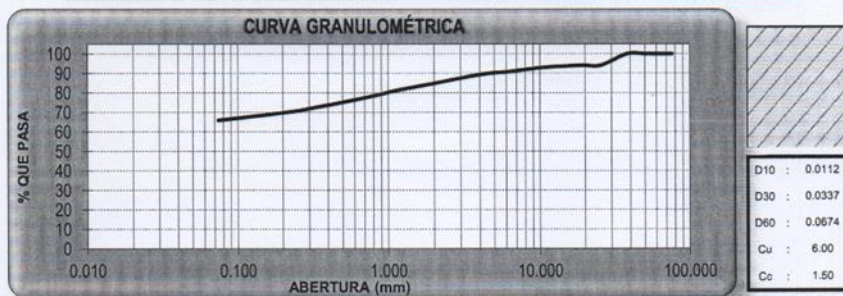
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
ASTM D-422

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-3 / E-1 / CALICATA 3 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

DATOS DEL ENSAYO
Peso de muestra seca : 2000.00
Peso de muestra seca luego de lavado : 662.43
Peso perdido por lavado : 1317.57

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	15.88%
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	Límites e Índices de Consistencia
1"	25.400	117.39	5.87	5.87	94.13	
3/4"	19.050	0.00	0.00	5.87	94.13	
1/2"	12.700	14.07	0.70	6.57	93.43	L. Líquido : 44 L. Plástico : 25 Ind. Plasticidad : 19
3/8"	9.525	14.90	0.75	7.32	92.68	
1/4"	6.350	35.37	1.77	9.09	90.91	
No4	4.178	26.73	1.34	10.42	89.58	Clasificación de la Muestra Clas. SUCS : CL Clas. AASHTO : A-7-6 (11)
8	2.360	72.72	3.64	14.06	85.94	
10	2.000	22.36	1.12	15.18	84.82	
16	1.180	66.64	3.33	18.51	81.49	Descripción de la Muestra SUCS: Arcilla ligera arenosa AASHTO: Suelos arcillosos / Regular a malo Tiene un % de finos de = 65.88%
20	0.850	51.72	2.59	21.10	78.91	
30	0.600	49.92	2.50	23.59	76.41	
40	0.420	47.20	2.36	25.95	74.05	Descripción de la Calicata C-3 : E-1 Profundidad : 0.0 m - 3.00 m
50	0.300	42.29	2.11	28.07	71.93	
60	0.250	23.63	1.18	29.25	70.75	
80	0.180	27.69	1.38	30.63	69.37	
100	0.150	16.38	0.82	31.45	68.55	
200	0.074	53.42	2.67	34.12	65.88	
< 200		1317.57	65.88	100.00	0.00	
Total		2000.00	100.00			



CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

LÍMITES DE CONSISTENCIA
ASTM D-4318

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018

SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN

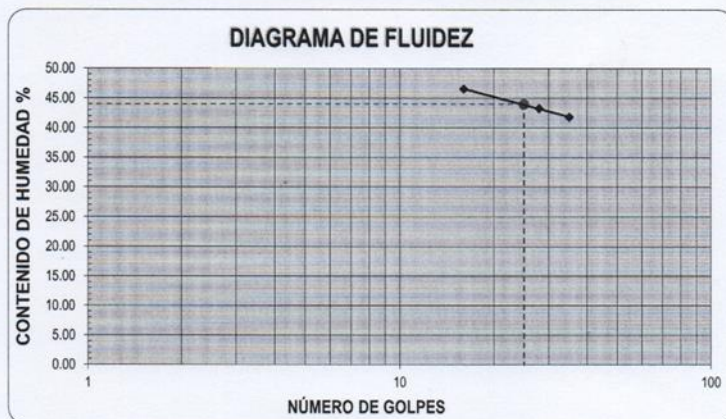
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD

FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-3 / E-1 / CALICATA 3 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
N° de golpes	16	28	35	-	-
Peso de tara (g)	9.70	9.98	10.13	9.84	10.15
Peso de tara + suelo húmedo (g)	15.68	15.64	16.61	10.69	10.93
Peso tara + suelo seco (g)	13.78	13.93	14.70	10.51	10.78
Contenido de Humedad %	46.57	43.29	41.79	28.87	23.81
Límites %	44			25	



CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emmanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Ing. de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM D-2216

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-3 / E-1 / CALICATA 3 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216

Descripción	Muestra 01	Muestra 02	Muestra 03
Peso del tarro (g)	9.36	10.45	13.80
Peso del tarro + suelo humedo (g)	78.54	90.71	94.73
Peso del tarro + suelo seco (g)	69.23	79.51	83.64
Peso del suelo seco (g)	59.87	69.06	69.84
Peso del agua (g)	9.31	11.20	11.09
% de humedad (%)	15.55	16.22	15.88
% de humedad promedio (%)	15.88		

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PESO UNITARIO DEL SUELO

ASTM D-2419

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018
SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN
RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
UBICACIÓN : OTUZCO - OTUZCO - LA LIBERTAD
FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
MUESTRA : C-3 / E-1 / CALICATA 3 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO UNITARIO DEL SUELO

Frasco Graduado

Muestra N°	1	2
Peso del frasco (gr)	121.50	121.50
Volumen del frasco (cm ³)	1105.00	1105.00
Peso del Suelo Húmedo + Frasco (gr)	1412.50	1401.80
Peso del Suelo Húmedo (gr)	1291.00	1280.30
Peso Unitario Húmedo (gr/cm ³)	1.168	1.159
Contenido de Humedad (%)	15.88%	
Peso Unitario Seco (gr/cm ³)	1.166	1.157
Peso Unitario Seco Promedio (gr/cm ³)	1.162	



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

C-3 / E-1

PROYECTO : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZO - LA LIBERTAD, 2018

SOLICITANTE : LOZANO MENDOCILLA, ANTONY - MORILLO CULQUICHICÓN BRAYAN

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : OTUZO - OTUZO - LA LIBERTAD

FECHA : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-3 / E-1 / CALICATA 3 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

CAPACIDAD DE CARGA

(Terzaghi 1943 y modificado por Vesic 1975)

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma$$

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

ASENTAMIENTO INICIAL

Teoría Elástica

$$S = C_\alpha q B \left(\frac{1-v^2}{E_s} \right)$$

FACTORES DE FORMA (Vesic)

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Peso Unitario del Suelo encima del NNF

$\gamma = 0.877$ ton/m³

Peso Unitario del Suelo debajo del NNF

$\gamma' = 1.162$ ton/m³

Profundidad de cimentación (ZAPATA)

= 2.00 m

Factor de seguridad

= 3

Profundidad de cimiento corrido

= 1.00 m

Sobrecarga en la base de la cimentación

$q = \gamma D = 1.75$ ton/m²

Sobrecarga en la base del cimiento corrido

$q = \gamma D = 0.88$ ton/m²

Relación de Poisson

$v = 0.30$

Módulo de elasticidad del suelo

$E_s = 286.00$ Kg/cm²

Factor de forma y rigidez cimentación corrida

$C_s = 79.00$ cm/m

Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada

$C_s = 82.00$ cm/m

Factor de forma y rigidez cimentación rectangular

$C_s = 112.00$ cm/m

CONSIDERANDO FALLA LOCAL POR CORTE

Ángulo de fricción ϕ	C (kg/cm ²)	Nc	Nq	N γ (Vesic)	Nq/Nc	Tan ϕ
22.00	0.020	16.883	7.821	7.128	0.422	0.404

CIMENTACIÓN CORRIDA

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
0.40	1.00	1.00	1.00	1.19	0.40	0.04	
0.50	1.00	1.00	1.00	1.23	0.41	0.05	
0.60	1.00	1.00	1.00	1.27	0.42	0.06	
0.80	1.00	1.00	1.00	1.35	0.45	0.09	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.44	0.48	0.12	

Se puede considerar como valor único de diseño:

qadmisible = 0.90 Kg/cm²

qadmisible = 9.01 tn/m²

Q = 12.98 tn

S = 0.28 cm

CIMENTACIÓN CUADRADA

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
1.20	1.20	1.42	1.40	0.60	2.70	0.90	0.28
1.30	1.30	1.42	1.40	0.60	2.73	0.91	0.31
1.50	1.50	1.42	1.40	0.60	2.78	0.93	0.36
1.80	1.80	1.42	1.40	0.60	2.85	0.95	0.45
2.00	2.00	1.42	1.40	0.60	2.90	0.97	0.50

CARGA ADMISIBLE BRUTA

12.98 tn

CIMENTACIÓN RECTANGULAR

B (m)	L (m)	Sc	Sq	S γ	qu (kg/cm ²)	qad (kg/cm ²)	S (cm)
1.00	1.20	1.35	1.34	0.67	2.57	0.86	0.30
1.20	1.50	1.34	1.32	0.68	2.60	0.87	0.37
1.50	1.80	1.35	1.34	0.67	2.70	0.90	0.48
1.80	2.00	1.38	1.36	0.64	2.81	0.94	0.60

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO	
SUCS	CL
AASHTO	A-7-6 (11)
ϕ °	C (Kg/cm ²)
22.00	0.020
P. u. (Tn/m ³)	1.162

CAMPUS TRUJILLO

Av. Larco 1770.

Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.

Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

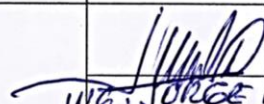
rojucev.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Fuente. Laboratorios de Suelos de la Universidad César Vallejo

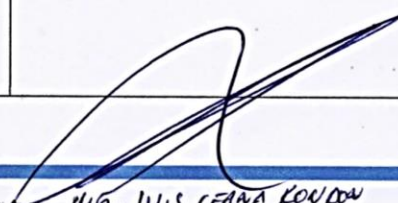
Anexo 16

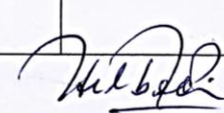
Ficha de observación para recolectar datos de campo.

FICHA DE OBSERVACIÓN EN CAMPO		
Nombre de la Investigación:	"Diseño de un Resort de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2018"	
Autores:	Lozano Mendocilla, Antony Jean Pierre Morillo Culquichicón, Brayan Stiven	
Objetivo:	Evaluar y registrar los incidentes y datos obtenidos al momento de la realización del trabajo de campo.	
		FECHA
Incidentes observados y registrados:		
Valores obtenidos del levantamiento topográfico:		
Valores obtenidos del estudio de mecánica de suelos:		
Pros y contra del estudio de impacto ambiental:		


INGE. JORGE MEZA RIVAS
CIP 32326

DISEÑO SISMICO Y ESTRUCTURAL


INGE. LUIS CERNA KORDON
CIP 123512


INGE. SANTOS RIVAS SALAZAR
INGENIERO CIVIL 40
Reg. del Colegio de Ingenieros N°. 14071

Anexo 17

Documento donde la Municipalidad Provincial de Otuzco valida su apoyo hacia nuestro proyecto de tesis.



MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OTUZCO

Calle Tacna N° 896 | Telef.: 044-436291 / 044-436109 | Tele-Fax.: 044-436291
www.muniotuzco.gob.pe

"AÑO DEL DIÁLOGO Y LA RECONCILIACIÓN NACIONAL"

Trujillo 24 de agosto de 2018

Señor:

DR. JORGE ADRIÁN SALAS RUÍZ
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
Universidad Cesar Vallejo

**Asunto: Acepta apoyo a estudiantes para
desarrollar su proyecto de tesis.**

Mediante el presente, saludo cordialmente a Ud. Y al mismo tiempo hacer conocimiento, que, de acuerdo a su Oficio de referencia, **LOZANO MENDOCILLA, ANTONY JEAN PIERRE Y MORILLO CULQUICHICÓN, BRAYAN STIVEN**, alumnos de vuestra institución representada, han sido aceptados y se les brindará las facilidades del caso para realizar su proyecto de investigación denominado: **"DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZCO - LA LIBERTAD, 2018"**.

Sin otro particular, aprovecho la oportunidad para expresarle mi consideración y estima personal.

Atentamente:

Carlos L. Moreno Pérez
Jefe de la Unidad de Censos y
Acompañamiento Territorial

OTUZCO, CAPITAL DE LA FE

Anexo 18

Documento de Orden de Pago del Estudio de Mecánica de Suelos emitido por el laboratorio de la Universidad César Vallejo.



ORDEN DE PAGO

SOLICITANTE : LOZANO MENDOZA ANTONY MONILLO CULQUICHÓN BRAYAN

OBRA : DISEÑO DE UN RESORT DE SIETE NIVELES CON SISTEMA DUAL, DISTRITO Y PROVINCIA DE OTUZO - LA LIBERTAD, 2018

FECHA : 07/12/2018

ITEM	DESCRIPCION	PIUNIT.	CANTIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
01.00	ENSAYOS DE SUELOS				285.00
01.01	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	30.00	3.00	90.00	
01.02	LÍMITES LIQUIDO	20.00	3.00	60.00	
01.02	LÍMITE PLÁSTICO	20.00	3.00	60.00	
01.03	CONTENIDO DE HUMEDAD	15.00	3.00	45.00	
01.03	CLASIFICACIÓN DE SUELOS SUCS	5.00	3.00	15.00	
01.04	CLASIFICACIÓN DE SUELOS AASHTO	5.00	3.00	15.00	
02.00	ENSAYOS ESPECIALES DE SUELOS				825.00
02.01	PESO UNITARIO	25.00	3.00	75.00	
02.02	CAPACIDAD PORTANTE	250.00	3.00	750.00	
					1110.00

OBSERVACIONES:



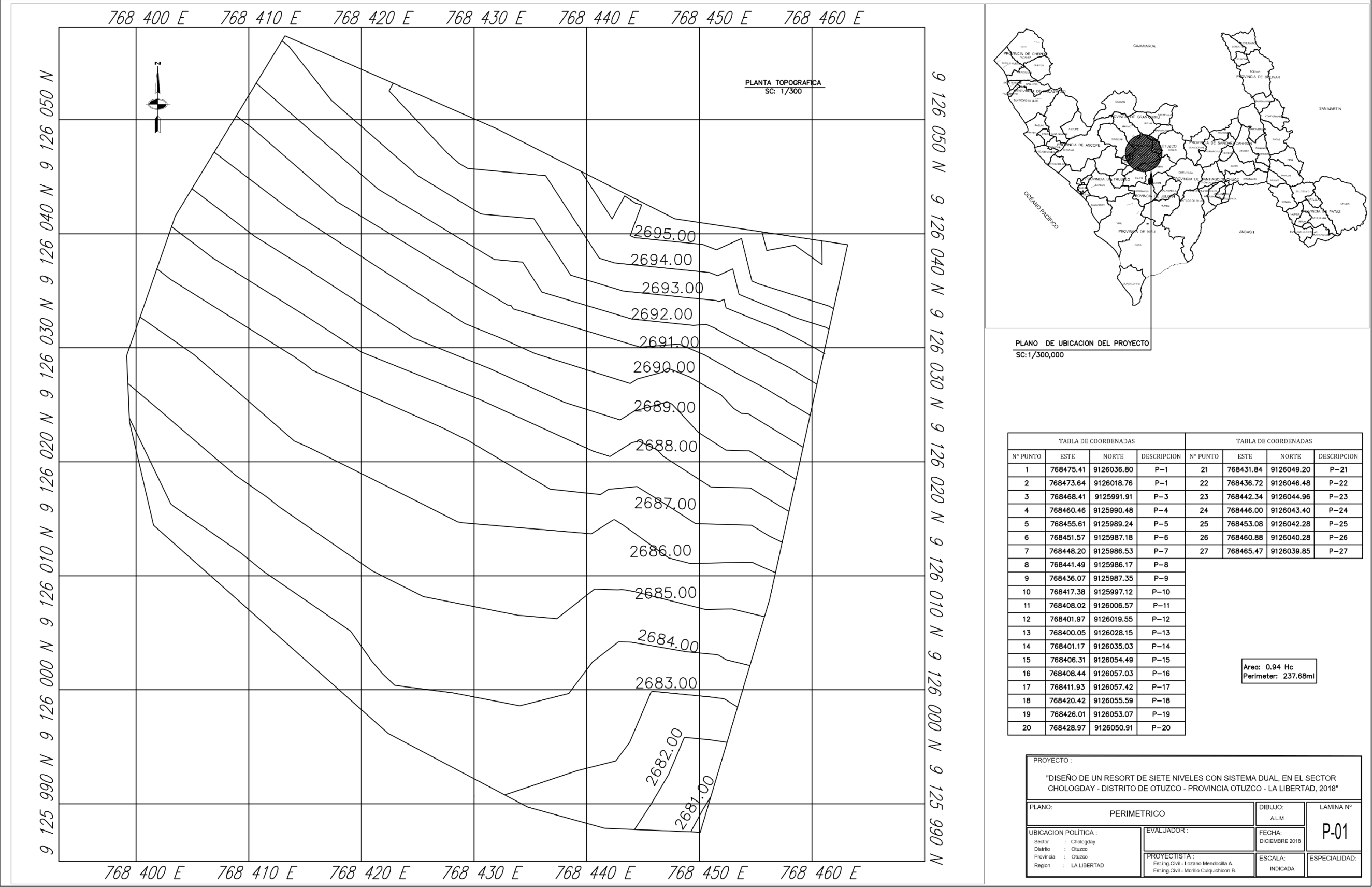
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

Anexo 19

Ubicación de puntos del borde del terreno.

PUNTOS DEL TERRENO (DATUM WGS84)				
N°	NORTE (Y)	ESTE (X)	ELEVACIÓN	DESCRIPCION
1	9126053.91	768408.375	2691.703	T. NATURAL
2	9125997.13	768417.38	2683.295	T. NATURAL
3	9126040.28	768460.88	2696.315	T. NATURAL
4	9126039.1	768465.931	2697.331	T. NATURAL
156	9126018.76	768473.639	2690.941	T. NATURAL
157	9126022.56	768462.012	2690.929	T. NATURAL
158	9126025.51	768454.281	2690.398	T. NATURAL
159	9126026.42	768448.042	2689.343	T. NATURAL
160	9126014.77	768442.379	2685.949	T. NATURAL
161	9126012.38	768448.74	2686.321	T. NATURAL
162	9126011.08	768454.72	2685.972	T. NATURAL
163	9126007.85	768466.956	2686.816	T. NATURAL
164	9125988.98	768452.617	2680.56	T. NATURAL
165	9125989.19	768446.389	2681.751	T. NATURAL
166	9126002.91	768466.938	2684.815	T. NATURAL
167	9126004.12	768451.535	2684.277	T. NATURAL
168	9126005.42	768442.027	2684.259	T. NATURAL
169	9126053.07	768426.007	2694.703	T. NATURAL
170	9126043.63	768445.508	2696.354	T. NATURAL
171	9126042.28	768453.084	2697.152	T. NATURAL

Anexo 20
Plano Topográfico del terreno



Anexo 21

Acta de aprobación de Originalidad de Tesis

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : 106-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 2
---	--	---

Yo,

Ing. Marlon Gastón Farfán Córdova, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Trujillo (precisar filial o sede), revisor (a) de la tesis titulada

"Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco, La Libertad - 2019", del (de la) estudiante Antony Jean Pierre Lozano Mendocilla, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 25.% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Trujillo 05 de Diciembre del 2019


Firma

Ing. Marlon Gastón Farfán Córdova

DNI: 03371691

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

Anexo 22

Acta de aprobación de Originalidad de Tesis

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 2 de 2
---	--	---

Yo,

Ing. Marlon Gastón Farfán Córdova, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Trujillo (precisar filial o sede), revisor (a) de la tesis titulada

"Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco, La Libertad - 2019", del (de la) estudiante Brayan Stiven Morillo Culquichicón, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 25..% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Trujillo 05 de Diciembre del 2019


Firma

Ing. Marlon Gastón Farfán Córdova

DNI: 03371691


Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

Anexo 23

Pantallazo de Software Turnitin

Feedback Studio - Google Chrome
ev.turnitin.com/app/carta/es/?o=1237547741&ro=103&s=1&u=1088032488&lang=es

feedback studio
"Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2019"
-- /0 < 92 de 93 > ?



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2019"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Lozano Mendocilla, Antony Jean Pierre (0000-0003-4097-5788)

Morillo Culquichicón, Brayan Stiven (0000-0001-5931-4985)

ASESOR:

Dr. Ing. Alan Yordan Valdivieso Velarde (0000-0002-8179-2809)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

TRUJILLO – PERÚ

2019

Resumen de coincidencias

25 %

Se están viendo fuentes estándar

Ver fuentes en inglés (Beta)

Coincidencias		
1	Entregado a Universida... <small>Trabajo del estudiante</small>	12 % >
2	repositorio.ucv.edu.pe <small>Fuente de Internet</small>	3 % >
3	tesis.pucp.edu.pe <small>Fuente de Internet</small>	2 % >
4	Entregado a Universida... <small>Trabajo del estudiante</small>	1 % >
5	Entregado a Universida... <small>Trabajo del estudiante</small>	1 % >
6	Entregado a Pontificia ... <small>Trabajo del estudiante</small>	1 % >
7	Entregado a University ... <small>Trabajo del estudiante</small>	<1 % >
8	es.scribd.com <small>Fuente de Internet</small>	<1 % >
9	munituzco.gob.pe <small>Fuente de Internet</small>	<1 % >
10	Entregado a Victoria U... <small>Trabajo del estudiante</small>	<1 % >
11	documents.mx <small>Fuente de Internet</small>	<1 % >

Página: 1 de 163 Número de palabras: 33174

Text-only Report High Resolution Activado

08:34
23/12/2019

Anexo 24

Formulario de Autorización para la publicación Electrónica de la Tesis



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: (solo los datos del que autoriza)

Lozano Mendocilla, Antony Jean Pierre

D.N.I. : 48222243

Domicilio : 117. N. Lt. 8C - Santa Sofia - Pesquero

Teléfono : Fijo : Móvil : 963510445

E-mail : antony.lozano.mendocilla@antony.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

☐ Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería

Escuela : Ingeniería Civil

Carrera : Ingeniería Civil

Título : Ingeniería Civil

☐ Tesis de Post Grado

☐ Maestría

☐ Doctorado

Grado :

Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:

Lozano Mendocilla, Antony Jean Pierre

Morales Golquishican, Bryan Steven

Título de la tesis:

Diseño Estructural de un Hotel de siete niveles con
Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2019

Año de publicación : 2019

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento, autorizo a la Biblioteca UCV-Lima Norte,
a publicar en texto completo mi tesis.

Firma :

Fecha : 05.12.19

Anexo 25

Formulario de Autorización para la publicación Electrónica de la Tesis



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: (solo los datos del que autoriza)

Morillo Colquichitan Brayan Steven
D.N.I. : 72739803
Domicilio : J. 6 de Enero # 499-B / La Esperanza
Teléfono : Fijo : Móvil : 942086966
E-mail : morillobrayanstiven@gmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

☐ Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería
Escuela : Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Título : Ingeniero Civil

☐ Tesis de Post Grado

☐ Maestría

☐ Doctorado

Grado :
Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:

Lozano Mendocilla Antony Jean Pierre
Morillo Colquichitan Brayan Steven

Título de la tesis:

Diseño Estructural de un Hotel de Siete niveles con Sistema Dual,
Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2019

Año de publicación : 2019

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento, autorizo a la Biblioteca UCV-Lima Norte,
a publicar en texto completo mi tesis.

Firma :

Fecha : 05/12/19

Anexo 26

Autorización de la versión final del trabajo de investigación



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE

Programa Académico de Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

- Lozano Mendocilla Antony Jean Pierre
- Morillo Culquichicón Brayan Stiven

INFORME TITULADO:

"Diseño Estructural de un Hotel de Sete Niveles con Sistema
Dual, Distrito y Provincia de Otuzco - La Libertad, 2019"

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

Ingeniero Civil

SUSTENTADO EN FECHA: 05/12/19

NOTA O MENCIÓN: Diecisiete



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN

Dr. Alan Valdivieso Velarde